

ESTUDO DA EROSÃO DE PILARES DE PONTES

RUI PEDRO DOS SANTOS NEVES DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS
E AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso
Gomes

Co-Orientador: Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira
Maia

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmã e Avó

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todos os que, directa ou indirectamente, me ajudaram ao longo desta dissertação, especialmente aos meus orientadores, o Professor Doutor Veloso Gomes e o Professor Doutor Rodrigo Maia, de quem recebi toda a ajuda possível e sempre demonstraram interesse em transmitir os seus conhecimentos. Sinto que fui muito bem acompanhado ao longo do tempo em que desenvolvi esta dissertação.

Agradeço à Eng. Luciana das Neves, à Eng. Cristina Silva, à Eng. Susana Garcia, à Eng. Raquel Silva, ao Eng. Paulo Santos e de forma especial, pelas incansáveis respostas às minhas perguntas, ao Eng. Joaquim Barbosa.

Desejo agradecer ao Eng. Luís Amado, da NOVOPCA, por toda a ajuda que me deu e pela vontade que demonstrou.

Pela disponibilidade demonstrada quero agradecer ao Professor Júlio Afonso de Vasconcelos e ao Professor Tentúgal Valente.

Um agradecimento especial aos meus Amigos por desculparem as minhas faltas ao longo deste tempo.

Quero agradecer de forma especial à minha Família por todo o apoio dado e pela compreensão que teve.

Desejo agradecer à minha namorada, Belita, que foi a pessoa que mais me apoiou ao longo deste ano lectivo e que foi a confidente de todas as minhas preocupações. Por ter estado sempre presente, por toda a paciência que teve em ouvir-me e por compreender sempre o que sentia, o meu muito obrigado.

RESUMO

As pontes, pela sua função de transposição de linhas de água, possuem, muitas vezes, elementos de fundação implantados no leito de rios compostos por material aluvionar. Devido aos elevados caudais que se fazem sentir durante os eventos de cheia desenvolvem-se fenómenos de erosão, caracterizados pela remoção dos sedimentos, que rebaixam o leito. A existência de obstáculos no seio do escoamento, como é o caso dos pilares das pontes, propicia a ocorrência de erosões localizadas com a formação de cavidades que podem colocar em risco a estabilidade da estrutura.

Apesar dos vários avanços registados no estudo e na compreensão destes processos físicos continuam-se a registar casos de acidente em pontes um pouco por todo o mundo. Em Portugal, a queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, em 2001, alertou a comunidade científica para a necessidade de se melhorar as técnicas de avaliação e previsão destes fenómenos.

Esta dissertação pretende efectuar a interpretação dos mecanismos de escoamento que provocam as alterações morfológicas e dos factores que influenciam estes fenómenos, com especial interesse para os processos de erosão local em pilares. São identificados e analisados os vários métodos de previsão e quantificação das profundidades de erosão, como as expressões analíticas de carácter semi-empírico, a modelação matemática e a modelação física.

Também, são apresentadas várias medidas de protecção que são aplicadas correntemente, como o enrocamento natural, a colocação de gabiões, blocos de betão articulados ou geo-sacos com areia, ou técnicas que estão a ser desenvolvidas ao nível da investigação. É dado especial relevo às medidas preventivas que podem ser consideradas ao nível de projecto dado que são as soluções que produzem melhores resultados, especialmente quando são acompanhadas de planos de monitorização. A escolha cuidada do local de implantação da ponte, a forma e orientação dos pilares e a profundidade das fundações são exemplos deste tipo de medidas.

O caso de estudo desta dissertação, eleito pela sua importância, é a queda da Antiga Ponte de Entre-os-Rios, em Março de 2001. É efectuada uma análise das profundidades de erosão previstas para o leito de fundação da ponte através da aplicação das expressões analíticas recolhidas e é proposta uma medida de protecção em enrocamento natural com geossintético. Da aplicação destas expressões de análise e dimensionamento verificou-se que os resultados obtidos variam ao longo de um intervalo bastante alargado, reduzindo a capacidade de previsão das profundidades de erosão e conduzindo à escolha de valores para o tamanho do enrocamento, por vezes, demasiado conservativos.

Apresenta-se, também, uma proposta para uma metodologia de avaliação dos fenómenos de erosão em pilares de pontes com o objectivo de sistematizar as abordagens aplicadas em casos práticos.

Na sequência da avaliação das “ferramentas” de previsão actualmente disponíveis e devido aos fenómenos hidromorfológicos complexos que se desenvolveram na secção da ponte, localizada numa curva do Rio Douro e na confluência deste com o Rio Tâmega, considera-se ser de elevada importância o seu estudo em modelo físico. Nesta dissertação apresenta-se uma proposta de um modelo físico à escala capaz de simular as condições reais do escoamento e que permita o estudo de alguns factores na formação e desenvolvimento das cavidades de erosão, como a influência da persistência de caudais elevados e da forma do hidrograma de cheia, ainda pouco estudados.

PALAVRAS-CHAVE: erosão, pilares, pontes, Ponte de Entre-os-Rios, modelação.

ABSTRACT

Bridges are one of the most important structures in society and have their foundations, in many cases, in alluvial fans. During floods, high flow rates origins foundation's scour, characterized by the removal of sediments on the riverbed. The obstruction of the flow caused by the bridge piers enhance the development of these processes leading to the instability of the structure and increasing the risk of failure.

In spite of all the developments in the study and comprehension of these physical phenomena, bridge failures happen all around the world. In Portugal, the failure of the Hintze Ribeiro Old Bridge over the Douro River, in Entre-os-Rios, in 2001, alerted the scientific community to the demand to improve the prediction techniques.

The illustration and comprehension of the flow and scour patterns which leads to important morphological changes in riverbed, with special care to the local pier scour, are one of the objectives of these dissertation. A review and evaluation of the various prediction techniques available was carried out, such as the empirical equations, numerical modelling and physical modelling.

As well, various pier scour countermeasures that can be found in practical situations were collected and analysed, such as rock rip-rap, gabions or Reno mattresses, articulating concrete block systems or sand filled geocontainers, and countermeasures that are being studied in laboratories. The procedures that should be considered at an early stage in the design process proved to be one of the most effective solutions, especially when a monitoring program is developed and deployed. The selection of suitable locations, the shape and orientation of the piers and the depth of the bridge foundations are examples of these kind of countermeasures.

The study case of this dissertation, because of the magnitude, is the failure of Hintze Ribeiro Old Bridge. During the evaluation of the several techniques that are presently available and as a consequence of the very complex phenomena that occurred in the bridge cross section, as a result of being located in a bend of the Douro River and in a confluence of this with the Tâmega River, it seems to be of great importance the study in a physical model. This dissertation presents a proposal of a physical model that is capable of simulate the real flow conditions and allows the study of some parameters responsible by the formation and development of the local scour holes, such as the persistence of high flow rates and the shape of the flood hydrograph. These issues are not still quite well understood.

An analysis of the expected riverbed's scour depths at the Entre-os-Rios Bridge is developed, through the application of the various analytical equations collected, and a countermeasure based on rock rip-rap placed on a geotextile filter is proposed. From the use of these techniques it was possible to conclude that the range of results (main scour hole dimension) is very large, in both cases. This way, it is more difficult to make a valid prediction of the local scour depths and also leads to the choice of conservative rip-rap sizes, as a way to reduce the uncertainty of the design methods.

A proposal of a methodology for the evaluation of bridge scour is presented as well, with the goal to create a standard approach for the engineers.

KEYWORDS: scour, piers, bridges, Entre-os-Rios Bridge, modelling.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
1.3. ALGUNS CASOS DE ACIDENTES OCORRIDOS	5
1.3.1. PONTE OHUTU, NOVA ZELÂNDIA, 1995	5
1.3.2. HATCHIE RIVER, EUA, 1989	6
1.3.3. SCHOHARIE CREEK, EUA, 1987	7
1.3.4. PONTE BLACKMOUNT, NOVA ZELÂNDIA, 1980	8
1.3.5. MAHITAHU RIVER, NOVA ZELÂNDIA, 1955	9

2. TIPIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE PROBLEMAS DE EROSIÃO. DIFERENTES ESCALAS DE ANÁLISE. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DOS SEDIMENTOS	11
2.1. EROSIÃO GERAL	11
2.1.1. ASSOREAMENTO E DESASSOREAMENTO DO LEITO DO RIO	11
2.1.2. EROSIÃO EM CURVAS DE RIOS	13
2.1.3. EROSIÃO NA CONFLUÊNCIA DE RIOS	15
2.1.4. EFEITO DA CONFIGURAÇÃO DOS FUNDOS DO RIO	16
2.2. EROSIÃO POR CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO	19
2.3. EROSIÃO LOCAL NUM PILAR	21
2.4. EROSIÃO TOTAL EM PILARES	24
2.5. ESCALAS DE ANÁLISE DOS PROCESSOS DE EROSIÃO FLUVIAL	27
2.5.1. ESCALA DA BACIA HIDROGRÁFICA	28
2.5.2. ESCALA DO RIO	28
2.5.3. ESCALA ALARGADA DE INTERFERÊNCIA DA PONTE	28
2.5.4. ESCALA REDUZIDA DE INTERFERÊNCIA DA PONTE	29
2.5.5. ESCALA DA ESTRUTURA DA PONTE	29

2.6. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DE UM DADO MATERIAL DO LEITO DO RIO	29
2.6.1. SEDIMENTOS UNIFORMES	29
2.6.2. SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES	32

3. PARÂMETROS FÍSICOS RELEVANTES (GEOMÉTRICOS, HIDRÁULICOS E MORFOLÓGICOS) PARA O PROCESSO EROSIVO

3.1. ANÁLISE DIMENSIONAL DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS NO PROCESSO EROSIVO	35
3.2. ESTUDO DOS PARÂMETROS RESULTANTES DA ANÁLISE DIMENSIONAL	38
3.2.1. EFEITO DA INTENSIDADE DO ESCOAMENTO	38
3.2.2. EFEITO DO TEMPO CINEMÁTICO	40
3.2.3. EFEITO DO TEMPO FISIAGRÁFICO	43
3.2.4. EFEITO DA LARGURA DO ESCOAMENTO E DA LARGURA DO PILAR	45
3.2.5. EFEITO DA PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO E DA LARGURA DO PILAR	45
3.2.6. EFEITO DO TAMANHO DOS SEDIMENTOS DO LEITO DO RIO	47
3.2.7. EFEITO DA NÃO UNIFORMIDADE DOS SEDIMENTOS DO LEITO DO RIO	48
3.2.8. EFEITO DA DENSIDADE DO MATERIAL DO FUNDO DO RIO	49
3.2.9. EFEITO DA ORIENTAÇÃO DO PILAR COM O ESCOAMENTO	49
3.2.10. EFEITO DA FORMA DO PILAR E DA SUA FUNDAÇÃO	50
3.2.11. EFEITO DO NÚMERO DE FROUDE	54
3.3. UMA NOVA CONSIDERAÇÃO: A SEMELHANÇA NA TURBULÊNCIA	55

4. IDENTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE PREVISÃO DA OCORRÊNCIA E DE QUANTIFICAÇÃO DOS FENÔMENOS. POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES

4.1. EXPRESSÕES SEMI-EMPÍRICAS	57
4.1.1. EROÇÃO GERAL	57
4.1.1.1. Assoreamento e desassoreamento	57
4.1.1.2. Erosão em curvas de rios	60
4.1.1.3. Erosão na confluência de rios	63
4.1.1.4. Efeito da configuração dos fundos do rio	65
4.1.2. EROÇÃO POR CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO	70
4.1.2.1. escoamento com transporte sólido generalizado	72

4.1.2.2. Escoamento sem transporte sólido generalizado	73
4.1.2.3. Outras expressões de cálculo	73
4.1.2.4. Análise das expressões apresentadas	76
4.1.3. EROÇÃO LOCAL	78
4.1.3.1. Expressão de MELVILLE E COLEMAN 2000.....	78
4.1.3.2. Expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001	82
4.1.3.3. Expressão simplificada de RICHARDSON E DAVIS 2001	86
4.1.3.4. Expressão de MOLINAS 2003.....	87
4.1.3.5. Outras expressões existentes.....	90
4.1.3.6. Análise das expressões apresentadas	93
4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	96
4.2.1. IMPORTÂNCIA DA MODELAÇÃO NUMÉRICA E OS SEUS OBJECTIVOS	96
4.2.2. A ELABORAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO.....	96
4.2.3. LEIS GERAIS QUE CONSTITUEM A BASE DOS MODELOS MATEMÁTICOS, MODELOS DE RESOLUÇÃO NUMÉRICA, SIMPLIFICAÇÕES ADOPTADAS E POSSÍVEIS ERROS A CONSIDERAR	96
4.2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	98
4.2.4.1. Quanto aos processos que descrevem.....	98
4.2.4.2. Quanto ao tipo de escoamento dominante	98
4.2.4.3. Quanto à dimensão do escoamento	98
4.2.5. MODELOS HIDRODINÂMICOS	99
4.2.6. MODELOS DE DINÂMICA SEDIMENTAR	100
4.2.7. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	100
4.2.7.1. Modelos Unidimensionais (1D)	100
4.2.7.2. Modelos Bidimensionais (2D)	101
4.2.7.3. Modelos Tridimensionais (3D)	102
4.2.7.4. Modelos de outras dimensões	102
4.2.8. METODOLOGIA PARA A APLICAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO.....	103
4.2.9. ANÁLISE DE MODELOS NUMÉRICOS	107
4.3. MODELAÇÃO FÍSICA	114
4.4. MONITORIZAÇÃO.....	118
4.5. INSPECÇÕES.....	118
4.6. METODOLOGIA GERAL	118

5. MEDIDAS PREVENTIVAS E CURATIVAS. PROPOSTAS	123
5.1. IMPORTÂNCIA DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO E DE PREVENÇÃO	123
5.2. MEDIDAS DE PROTECÇÃO DE PONTES. CARACTERÍSTICAS GERAIS, FUNÇÕES E APLICAÇÃO	124
5.2.1. MEDIDAS DE PROTECÇÃO EXISTENTES	124
5.2.2. CLASSIFICAÇÃO E CAMPO DE APLICAÇÃO DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO	125
5.2.3. ESTUDOS REALIZADOS SOBRE A APLICAÇÃO DE MEDIDAS DE PROTECÇÃO EM PONTES	127
5.3. SELECÇÃO DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO A APLICAR	129
5.4. MEDIDAS PREVENTIVAS A CONSIDERAR NA FASE DE PROJECTO DE UMA NOVA PONTE	131
5.5. DESCRIÇÃO DE ALGUMAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO PARA PILARES DE PONTES	137
5.5.1. ENROCAMENTO NATURAL	138
5.5.2. GABIÕES E COLCHÕES RENO	145
5.5.3. BLOCOS DE BETÃO ARTICULADOS	149
5.5.4. COLCHÕES E SACOS PREENCHIDOS COM BETÃO	153
5.5.5. GEO-SACOS PREENCHIDOS COM AREIA OU GRAVILHA	157
5.5.6. SÍNTESE DAS PRINCIPAIS MEDIDAS DE PROTECÇÃO ESTUDADAS	160
5.6. MONITORIZAÇÃO DE PONTES	165
5.7. INSPECÇÕES DE PONTES	167
 6. CASO DE ESTUDO: A ANTIGA PONTE HINTZE RIBEIRO SOBRE O RIO DOURO, EM ENTRE-OS-RIOS	 171
6.1. SÍNTESE DO RELATÓRIO EXISTENTE	171
6.2. PROPOSTA DE UM MODELO FÍSICO	182
6.2.1. INTRODUÇÃO À PROPOSTA DO MODELO FÍSICO. OBJECTIVOS	182
6.2.2. DEFINIÇÃO DA ÁREA A MODELAR E DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO. DETERMINAÇÃO DE ESCALAS	183
6.2.3. ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO MODELO FÍSICO	191
6.2.4. DEFINIÇÃO DO EQUIPAMENTO DE MEDIÇÃO	194
6.2.5. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO. SECÇÕES TRANSVERSAIS	198
6.2.6. DEFINIÇÃO DAS RUGOSIDADES DAS SUPERFÍCIES	202
6.2.7. PLANO PRELIMINAR DE ENSAIOS	205
6.2.8. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	208
6.3. ANÁLISE DO PROBLEMA COM APLICAÇÃO DAS TÉCNICAS DE PREVISÃO	208

6.3.1. OBJECTIVOS E CENÁRIOS CONSIDERADOS NA AVALIAÇÃO DAS PROFUNDIDADES DE EROÇÃO	208
6.3.2. EXPRESSÕES DE CÁLCULO E PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO.....	209
6.3.3. ANÁLISE E CRÍTICA DOS RESULTADOS DE APLICAÇÃO	215
6.3.4. COMPARAÇÃO COM A APLICAÇÃO DO RELATÓRIO DOS PERITOS	219
6.4. PROPOSTA DE UMA MEDIDA DE PROTECÇÃO.....	220
6.4.1. OBJECTIVOS E SOLUÇÕES CONSIDERADAS	220
6.4.2. CENÁRIOS CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO	221
6.4.3. EXPRESSÕES DE CÁLCULO E PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO.....	221
6.4.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	225
 7. SÍNTESE, CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	 231
7.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES DA DISSERTAÇÃO	231
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	234
 BIBLIOGRAFIA.....	 237
 ANEXOS	 243

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Erosão dos fundos e deformação da ponte rodoviária Ohutu, em 1995. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000)	6
Figura 1.2 – Esquema da ponte norte sobre o Rio Hatchie e perfil da migração do leito principal ao longo do tempo (LAGASSE ET AL. 2001).....	7
Figura 1.3 – Fotografia das cavidades de erosão em 1987, após o acidente. Em primeiro plano está o pilar 2 e em segundo plano está o pilar 3 (LAGASSE ET AL. 2001)	8
Figura 1.4 – A Ponte Blackmount após o acidente de 1980. O escoamento dá-se da esquerda para a direita (MELVILLE E COLEMAN 2000).....	9
Figura 1.5 – A rotura da Ponte sobre o Rio Mahitahi, em 1955. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000)	10
Figura 2.1 – Desassoreamento a jusante de uma barragem e consequências para a estabilidade da ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	12
Figura 2.2 – Erosão por regressão induzida num afluente devido ao rebaixamento do nível da superfície livre no curso de água principal (CARDOSO 1998)	13
Figura 2.3 – Secção transversal do rio em desenvolvimento recto e em curva (adaptado de www.globalsecurity.org)	14
Figura 2.4 – Mecanismo do escoamento que provoca a erosão na confluência de rios (adaptado de YEO 1991)	16
Figura 2.5 – Possíveis configurações do fundo em condições com transporte sólido generalizado (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	18
Figura 2.6 – Formas de ocorrência da contracção do escoamento em secções de pontes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).....	20
Figura 2.7 – Ilustração gráfica de um possível perfil de velocidades numa situação de contracção do escoamento e as cavidades de erosão produzidas (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).....	21
Figura 2.8 – Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar (adaptado de FAEL 2007)	22
Figura 2.9 – Estrutura do escoamento junto de pilares e acção sobre a morfologia dos fundos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	23
Figura 2.10 – A imagem da esquerda mostra a alteração do campo de velocidades do escoamento de aproximação devido à presença do pilar. Na fotografia da direita é possível observar as consequências do fenómeno erosivo, dois anos mais tarde. A ponte situa-se no Estado do Mississípi, EUA (http://water.usgs.gov)	24
Figura 2.11 – As várias formas de erosão que podem ocorrer na estrutura de uma ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	25
Figura 2.12 – Profundidade de erosão local num pilar próximo de um encontro de uma ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	26

Figura 2.13 – Junção de várias cavidades de erosão em pilares. Esquema tridimensional da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro, após a sua rotura, em Março de 2001 (VELOSO GOMES ET AL. 2001)	27
Figura 2.14 – <i>Diagrama de Shields</i> para a caracterização do movimento incipiente dos sedimentos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	31
Figura 3.1 – Variação típica da profundidade de erosão em função de U / U_c , para sedimentos uniformes (adaptado de FAEL 2007)	38
Figura 3.2 – Variação da profundidade de erosão em função de U / U_c , considerando sedimentos não uniformes. Comparação com sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	39
Figura 3.3 – Evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (adaptado de COUTO E CARDOSO 2001a)	41
Figura 3.4 – Representação das três fases do processo erosivo em torno de um pilar (FAEL 2007) ...	42
Figura 3.5 – Representação tridimensional qualitativa da variação de d_s com U e t , para sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	43
Figura 3.6 – Caudais lançados pela Barragem do Carrapatelo desde 1972/1973 até 200/2001, no Rio Douro, situada a montante da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (VELOSO GOMES ET AL. 2001)	44
Figura 3.7 – Variação qualitativa da profundidade de erosão em função da altura do escoamento e da largura do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	46
Figura 3.8 – Variação qualitativa da profundidade de erosão local em função do tamanho dos sedimentos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	47
Figura 3.9 – Variação qualitativa da profundidade de erosão local considerando a não uniformidade dos sedimentos que constituem o leito de um rio (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	48
Figura 3.10 – Variação da profundidade de erosão local num pilar em função do seu alinhamento com o escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000)	50
Figura 3.11 – Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	51
Figura 3.12 – Exemplos de pilares não uniformes e comparação com um pilar uniforme (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	52
Figura 3.13 – Representação de quatro casos particulares de pilares não uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	53
Figura 3.14 – Variação qualitativa da profundidade de erosão com a posição relativa do elemento de fundação do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	54
Figura 3.15 – Frequência e energia dos vórtices de esteira nos pilares ensaiados (adaptado de ETTEMA ET AL. 2006)	56
Figura 4.1 – Previsão da configuração do fundo em rios com leito de areia proposta por Simon e Richardson, em 1966 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	66
Figura 4.2 – Método de previsão das configurações do fundo proposto por Van Rijn, em 1984 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	67

Figura 4.3 – Esquema do processo de erosão ao longo de um canal rectangular longo (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	71
Figura 4.4 – Formas comuns de pilares de pontes (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).....	83
Figura 4.5 – Discrepância entre valores medidos e calculados pela Equação CSU, em função da velocidade (adaptado de MOLINAS 2003)	87
Figura 4.6 – Comparação da Equação CSU com a mesma expressão adicionada do parâmetro K_4^* de Molinas (adaptado de MOLINAS 2003)	89
Figura 4.7 – As várias dimensões a considerar na simulação de um escoamento através de um modelo matemático (ANTUNES DO CARMO 2004)	99
Figura 4.8 – Metodologia para a aplicação de um modelo numérico ao estudo da erosão em pilares de pontes.....	105
Figura 4.9 – Modelo físico de uma ponte sobre o Rio Limmat, na Suíça, para o estudo da erosão associada ao caudal lançado por uma barragem localizada a montante. O modelo está à escala 1:40 (http://www.vaw.ethz.ch)	114
Figura 4.10 – Ensaios em modelo físico de medidas de protecção em pilares de pontes na Colorado State University, EUA. A imagem da esquerda mostra um modelo de enrocamento natural e a da direita um modelo de blocos de betão articulados (LAGASSE ET AL. 2007).....	116
Figura 4.11 – Construção de um modelo físico no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa, em 2007. Fase de construção das linhas de nível e da delimitação física do modelo	117
Figura 4.12 – Proposta da metodologia para a avaliação dos fenómenos de erosão em pilares de pontes.....	121
Figura 5.1 – Pilar com formas esbeltas da nova ponte sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, pertencente à EN106, com o objectivo de reduzir o risco de erosão local. Vista para montante	134
Figura 5.2 – Pilares com diferentes orientações na nova ponte sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, pertencente à EN106. Vista para montante	135
Figura 5.3 – Pilares da ponte protegidos com enrocamento natural (MELVILLE E COLEMAN 2000)	139
Figura 5.4 – Esquema dos mecanismos de rotura do enrocamento natural em função das condições do escoamento (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).....	141
Figura 5.5 – Mecanismo de rotura do enrocamento natural devido à migração de dunas (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	141
Figura 5.6 – Pilares 2 e 3 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro, protegidos com enrocamento natural (VELOSO GOMES ET AL. 2001)	142
Figura 5.7 – Esquema do nível de colocação do enrocamento natural num pilar (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).....	143
Figura 5.8 – Recomendações para a colocação de enrocamento natural num pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	145
Figura 5.9 – Esquema dos vários tipos de soluções em gabiões (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).....	146

Figura 5.10 – Exemplo de aplicação de sistemas de gabiões na protecção de pilares de pontes (http://www.maccaferri.pt)	148
Figura 5.11 – Disposições construtivas para sistemas de gabiões em pilares de pontes (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007)	149
Figura 5.12 – Exemplos de blocos de betão articulados (AGRAWAL ET AL. 2007), (MELVILLE E COLEMAN 2000)	150
Figura 5.13 – Protecção do encontro de uma ponte através de blocos de betão articulados (LAGASSE ET AL. 2007)	151
Figura 5.14 – Colocação de um filtro de geossintético na base de um colchão de blocos de betão articulados (http://www.armortec.co.uk)	152
Figura 5.15 – Esquema da realização do filtro granular em blocos de betão articulados (adaptado de LAGASSE ET AL. 2001)	153
Figura 5.16 – Exemplo de um colchão preenchido com betão (LAGASSE ET AL. 2001)	153
Figura 5.17 – Aplicação de colchões preenchidos com betão na secção de uma ponte (LAGASSE ET AL. 2007)	155
Figura 5.18 – Colocação de sacos e colchões preenchidos com betão junto a um pilar de ponte (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007)	156
Figura 5.19 – Saco de geossintético a ser preenchido com gravilha, no local de colocação (LAGASSE ET AL. 2007)	157
Figura 5.20 – Aplicação de geo-sacos preenchidos com areia na protecção de pilares de pontes (NAUE 2005)	158
Figura 5.21 – Transporte dos sacos de geossintético já preenchidos com areia (SAATHOFF 2003) ...	159
Figura 5.22 – Sacos de geossintético preenchidos com areia colocados numa cavidade de erosão já existente e protegido com enrocamento natural (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007)	160
Figura 5.23 – Colocação de um sonar na face de montante de um pilar da ponte sobre o Rio Salinas na Califórnia, EUA, para medição das profundidades de erosão local (LAGASSE ET AL. 2001)	167
Figura 6.1 – Esquema longitudinal da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, e evolução do nível do leito do rio nesta secção entre 1913 e 2001	173
Figura 6.2 – Alteração das profundidades na zona da Ponte de Entre-os-Rios comparando os levantamentos do Instituto Hidrográfico entre Abril de 2001 e 1982. Planta com escala distorcida (VELOSO GOMES ET AL. 2001)	177
Figura 6.3 – Hidrograma de cheia correspondente associado à queda da ponte. Os caudais indicados referem-se aos dias 4 e 5 de Março de 2001	179
Figura 6.4 – Área da envolvente da Antiga Ponte Hintze Ribeiro a ser reproduzida em modelo reduzido, segundo a Carta Militar 135, de 1998	184
Figura 6.5 – Área da envolvente da Antiga Ponte Hintze Ribeiro a ser reproduzida em modelo reduzido, segundo uma fotografia de satélite	185
Figura 6.6 – Esquema do local previsto para a implantação do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, na FEUP	187

Figura 6.7 – Fotografia do local previsto para a implantação do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, na FEUP	188
Figura 6.8 – Esquema de funcionamento do modelo físico para o estudo da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (Circuitos hidráulico e sedimentar)	192
Figura 6.9 – Sistema de medição e realização de perfis do material do leito do modelo físico (www.hrwallingford.co.uk)	196
Figura 6.10 – Esquema de implantação da instrumentação para o modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro	197
Figura 6.11 – Exemplo de uma secção transversal situada 50 metros a montante da Antiga Ponte Hintze Ribeiro	199
Figura 6.12 – Representação dos vários materiais a colocar para a construção do modelo na secção transversal situada a cerca de 500 metros a montante da ponte	201
Figura 6.13 – Esquema das áreas utilizadas para a definição da rugosidade do leito de cheia dos rios e fotografias que mostram o local	203
Figura 6.14 – Curva de vazão da secção da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (adaptado de ROCHA ET AL. 2004)	206
Figura 6.15 – Profundidades de erosão estimadas para o Pilar 4 em função do caudal considerado	216
Figura 6.16 – Representação dos valores produzidos pelas diversas expressões. Cada uma das curvas correspondente a uma determinada expressão	218
Figura 6.17 – Vista em planta do enrocamento natural para a protecção dos pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (Escala em planta não distorcida)	229

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Coeficientes de Manning-Strickler associados a cada uma das configurações do fundo (adaptado de CARDOSO 1998)	19
Quadro 3.1 – Classificação do processo de erosão local em função da altura do escoamento e da largura do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	46
Quadro 4.1 – Expressões para a avaliação do assoreamento e desassoreamento do leito de um rio	58
Quadro 4.2 – Expressões para avaliação da profundidade de erosão numa curva de um rio.....	61
Quadro 4.3 – Parâmetros propostos por Lacey (1930) e Neill (1973) (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	62
Quadro 4.4 – Expressões para a estimativa da profundidade de erosão na confluência de rios	64
Quadro 4.5 – Valores dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).....	72
Quadro 4.6 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão por contracção	74
Quadro 4.7 – Análise das expressões de cálculo para a estimativa da profundidade de erosão por contracção, em função dos seus parâmetros	77
Quadro 4.8 – Valores de K_f para pilares uniformes (MELVILLE E COLEMAN 2000)	80
Quadro 4.9 – Valores de K_f consoante a forma dos pilares (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001)	84
Quadro 4.10 – Valores a considerar para K_g (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001)	84
Quadro 4.11 – Valores a adoptar para K_3 (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).....	85
Quadro 4.12 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão local em pilares de pontes.....	90
Quadro 4.13 – Expressões de cálculo existentes para a estimativa da profundidade de erosão local, em função dos seus parâmetros	94
Quadro 4.14 – Análise de alguns modelos numéricos existentes no mercado	108
Quadro 4.15 – Síntese das características dos modelos numéricos estudados	112
Quadro 5.1 – Descrição das principais medidas de protecção (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	124
Quadro 5.2 – Classificação das medidas de protecção existentes em função do tipo de erosão (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	127
Quadro 5.3 – Distribuição das várias técnicas de protecção de pontes nos Estados Unidos da América numa inspecção realizada em 1995 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	128
Quadro 5.4 – Medidas de protecção instaladas em pontes na Nova Zelândia (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).....	129
Quadro 5.5 – Recomendações para o dimensionamento de novas pontes implementadas em rios (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007)	136

Quadro 5.6 – Local de apresentação das medidas de protecção estudadas	138
Quadro 5.7 – Curva granulométrica do enrocamento natural proposta por Brown e Clyde (AGRAWAL ET AL. 2007)	144
Quadro 5.8 – Síntese de algumas medidas de protecção de pilares de pontes estudadas. Campo de aplicação, principais vantagens e desvantagens	161
Quadro 6.1 – Cotas das aluviões, em metros, após sondagens realizadas em Agosto de 2001, na secção da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (VELOSO GOMES ET AL. 2001)	174
Quadro 6.2 – Valores de referência de algumas grandezas em função da escala geométrica considerada para o modelo	190
Quadro 6.3 – Pré-dimensionamento das condutas elevatórias consoante a escala geométrica adoptada.....	194
Quadro 6.4 – Coeficientes de Manning-Strickler nos leitos maior e menor dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B > 30$ metros.....	204
Quadro 6.5 – Coeficientes de Manning-Strickler no leito maior dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B < 30$ metros.....	205
Quadro 6.6 – Coeficientes de Manning-Strickler no leito menor dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B < 30$ metros.....	205
Quadro 6.7 – Plano Preliminar de Ensaio do modelo físico para o estudo da queda da antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro.....	207
Quadro 6.8 – Primeira estimativa de custos de construção do modelo da Antiga Ponte Hintze Ribeiro em função da escala considerada.....	208
Quadro 6.9 – Expressões rejeitadas para o cálculo da estimativa da profundidade de erosão na Antiga Ponte Hintze Ribeiro.....	210
Quadro 6.10 – Expressões seleccionadas para aplicação ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro .	210
Quadro 6.11 – Dados de cálculo comuns a todas as expressões em função do cenário considerado	212
Quadro 6.12 – Parâmetros particulares de algumas expressões de cálculo da profundidade de erosão em pilares	213
Quadro 6.13 – Valores estimados para a profundidade de erosão local no Pilar 4 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro. Os valores estão em metros	215
Quadro 6.14 – Resultado da aplicação das expressões analíticas semi-empíricas no Relatório do primeiro grupo de peritos (adaptado de LNEC 2001).....	219
Quadro 6.15 – Expressões de cálculo para a determinação do diâmetro mediano do enrocamento de protecção de pilares (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	221
Quadro 6.16 – Dados de cálculo comuns a todas as expressões de acordo com o cenário considerado	223
Quadro 6.17 – Valores adoptados para os parâmetros específicos de algumas das expressões de dimensionamento do enrocamento natural	224

Quadro 6.18 – Tamanho mediano do enrocamento de protecção de acordo com a aplicação das expressões de cálculo, para cada um dos cenários de dimensionamento	225
Quadro 6.19 – Disposições construtivas para a colocação do enrocamento natural no leito do rio (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000)	226
Quadro 6.20 – Disposições construtivas para o enrocamento natural aplicadas ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro	227

SÍMBOLOS

a	ângulo formado com a vertical em pilares cónicos; coeficiente
A	área da secção transversal do escoamento de aproximação; parâmetro de aceleração expressão de Croad (1997)
A_1	área da secção transversal do escoamento na secção 1
A_2	área da secção transversal do escoamento na secção 2
A_s	área da secção transversal do escoamento após o processo de erosão
B	largura superficial da secção transversal do escoamento de aproximação
b	largura de um pilar de ponte; coeficiente; expoente
b^*	largura da fundação do pilar
B_{80}	largura superficial do canal, incluindo o leito principal, que transporta 80% do escoamento total
b_e	largura equivalente a um pilar uniforme
B_{f1}	largura do fundo da secção do escoamento a montante da zona contraída
B_{f2}	largura do fundo da secção do escoamento na zona contraída
b_p	largura do pilar projectada na direcção normal ao escoamento
C	coeficiente; coeficiente de resistência de Chézy
C^*	parâmetro em função da forma do pilar na Equação de Parola e Jones (1989)
C_1	coeficiente respeitante à secção a montante da zona de contracção do escoamento
C_2	coeficiente respeitante à secção de contracção do escoamento
D	diâmetro das partículas do material do fundo
D_*	diâmetro adimensional do material do fundo, de acordo com van Rijn
D_{16}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 16% do material do fundo, em peso
D_{35}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 35% do material do fundo, em peso
D_{50}	diâmetro mediano das partículas do material do fundo
D_{50a}	diâmetro mediano das partículas da camada de protecção
D_{75}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 75% do material do fundo, em peso
D_{80}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 80% do material do fundo, em peso
D_{84}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 84% do material do fundo, em peso
D_{85}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 85% do material do fundo, em peso
D_{90}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 90% do material do fundo, em peso
D_{95}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 95% do material do fundo, em peso
D_{99}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 99% do material do fundo, em peso

D_a	espessura da camada de protecção
D_{cfm}	diâmetro médio do material grosseiro
D_{f15}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 15% do material do filtro granular do enrocamento natural, em peso
D_{f50}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 50% do material do filtro granular do enrocamento natural, em peso
D_m	diâmetro médio efectivo das partículas do material de fundo
$D_{máx}$	diâmetro máximo das partículas da camada de protecção
D_p	diâmetro de um pilar de ponte
D_{p0}	diâmetro base de um pilar de ponte
$D_{r,máx}$	diâmetro máximo do material que constitui o enrocamento natural
D_{r100}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 100% do material do enrocamento natural, em peso
D_{r15}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 15% do material do enrocamento natural, em peso
D_{r50}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 50% do material do enrocamento natural, em peso
D_{r85}	diâmetro da malha do peneiro onde passam 85% do material do enrocamento natural, em peso
d_s	profundidade da cavidade de erosão local
$d_{s,máx}$	profundidade máxima da cavidade de erosão local num obstáculo
d_{se}	profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão local
D_t	Diâmetro crítico das partículas do material do fundo
D_x	diâmetro da malha do peneiro onde passam x % do material, em peso
E	subida do nível do leito do rio
e	porosidade do material do fundo
E_0	nível do leito do rio no início do estudo
E_b	expoente
E_n	expoente
E_Q	expoente
f	parâmetro de Lacey
f_1	parâmetro da forma do pilar no dimensionamento do enrocamento natural
f_2	parâmetro da localização do pilar na Expressão de Richardson e Davis (1995)
f_3	parâmetro do tamanho do pilar na Expressão de Parola (1993, 1995)
F_B	parâmetro da fórmula de Blench (1969)

Fr	número de Froude do escoamento de aproximação
Fr_c	número de Froude associado às condições de movimento incipiente
Fr_p	número de Froude do pilar
F_s	força do escoamento devido à energia cinética associada; factor de segurança
g	aceleração da gravidade
h	altura do escoamento de aproximação; profundidade hidráulica do escoamento
H	desnível entre o nível do leito do rio não perturbado e o topo do caixão do fundação do pilar; parâmetro proposto por Yalin, em 1992
h_1	altura média do escoamento de aproximação numa secção a montante da zona contraída
H_1	energia do escoamento na secção 1
h_2	altura média do escoamento de aproximação na zona contraída
H_2	energia do escoamento na secção 2
H_{bb}	altura dos blocos de betão articulados
h_{m12}	altura média do escoamento dos dois leitos em confluência antes do processo de erosão
$h_{máx}$	altura máxima do escoamento
$h_{méd}$	altura média do escoamento de aproximação
h_r	altura de regime da fórmula de Blench (1969)
H_r	profundidade do topo do tapete de enrocamento em relação ao nível do leito do rio
h_s	altura do escoamento após o processo de erosão
$h_{s,conf}$	altura máxima do escoamento na confluência de dois leitos após o processo de erosão
$h_{s,curv}$	altura máxima do escoamento numa curva após o processo de erosão
$h_{s,máx}$	altura máxima do escoamento após o processo de erosão
$h_{s,méd}$	altura média do escoamento após o processo de erosão
$h_{s,ond}$	altura máxima do escoamento devido à migração do fundo
h_{sa}	profundidade de erosão abaixo do nível geral do leito do rio necessária para que se estabeleça a camada de protecção
i	declive do fundo do canal
J	perda de carga unitária
k	coeficiente; expoente
K	coeficiente
K''	coeficiente
k_l	coeficiente; expoente; coeficiente definidos por Julien e Klaasen

k_2	coeficiente; coeficiente definidos por Julien e Klaasen
k_3	coeficiente
K_3	coeficiente que traduz a configuração do fundo do rio
k_4	coeficiente
K_4	coeficiente relativo à formação da camada de protecção do leito do rio
K_4^*	coeficiente de redução relativo à fracção de grosseiros
K_c	coeficiente
K_D	coeficiente que traduz o efeito do tamanho dos sedimentos do material do fundo
K_f	coeficiente de forma do obstáculo
K_g	coeficiente de forma da secção transversal do escoamento de aproximação
K_h	coeficiente que traduz o efeito da altura do escoamento
K_{hb}	coeficiente que traduz o efeito da largura do pilar e da altura do escoamento
K_i	coeficiente que traduz o início do processo de erosão
K_s	coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler
K_t	coeficiente relativo ao tempo no processo de erosão
K_u	coeficiente
K_U	coeficiente relativo à intensidade do escoamento de aproximação
K_w	coeficiente que traduz o efeito da turbulência do escoamento
K_θ	coeficiente de orientação do obstáculo
K_σ	coeficiente que traduz a graduação do material do fundo
L	comprimento do obstáculo na direcção normal ao escoamento
l	comprimento do pilar
L_g	comprimento dos esporões
m	coeficiente; expoente; relativo ao modelo
n	coeficiente de Manning
$n1$	coeficiente de Manning a montante da secção de contracção do escoamento
$n2$	coeficiente de Manning na secção de contracção do escoamento
P	perímetro molhado da secção transversal do escoamento
p	relativo ao protótipo
P_c	fracção decimal de material de dimensão superior ao tamanho crítico
Q	caudal líquido
q	caudal líquido por unidade de largura superficial do escoamento
Q_1	caudal a montante da secção de contracção do escoamento

Q_{100}	caudal associado a um período de retorno de 100 anos
Q_{1c}	caudal escoado no leito de cheia do rio a montante da zona de contracção do escoamento
Q_{1m}	caudal que transporta os sedimentos no leito principal a montante da zona de contracção
Q_2	caudal total que atravessa a secção da ponte
Q_5	caudal associado a um período de retorno de 5 anos
Q_{500}	caudal associado a um período de retorno de 500 anos
Q_a	caudal líquido da linha de água secundária que concorre na confluência de dois leitos
Q_p	caudal líquido da linha de água principal que concorre na confluência de dois leitos
Q_t	caudal total correspondente à soma dos caudais na confluência de dois leitos
r	parâmetro proposto por Yalin, em 1992
r_c	raio ao centro da curva de um rio
R_h	raio hidráulico da secção do escoamento de aproximação
r_o	raio exterior da curva de um rio
s	densidade das partículas do material do fundo
t	tempo
T	período de retorno; parâmetro adimensional da capacidade de transporte definido por van Rijn
t_e	tempo de equilíbrio
t_r	espessura da camada do tapete de enrocamento natural
U	velocidade média do escoamento de aproximação
u_*	velocidade de atrito junto ao fundo
u_{*c}	velocidade de atrito crítica junto ao fundo ou correspondente ao início do movimento
u_{*c}'	velocidade de atrito junto ao fundo associada à rugosidade do grão
u_{*ca}	velocidade de atrito junto ao fundo, na camada de protecção
u_{*cr}	velocidade de atrito junto ao fundo para o material que constitui o enrocamento natural
U_1	velocidade média do escoamento a montante da secção de contracção; velocidade do escoamento na secção 1
U_2	velocidade média do escoamento na secção de contracção do escoamento; velocidade do escoamento na secção 2
U_a	velocidade média do escoamento de aproximação associada à máxima profundidade de erosão em leitos constituídos por material não uniforme
U_c	velocidade média crítica do escoamento de aproximação ou de início do movimento

U_c'	velocidade do escoamento de aproximação associada à velocidade crítica de início do movimento
U_{ca}	velocidade média do escoamento de aproximação que induz a rotura da camada de protecção
U_{cD50}	velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_{50}
U_{cD90}	velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_{90}
U_{cDx}	velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D_x
U_H	velocidade do escoamento de aproximação na Expressão de Holmes (1974)
U_i	velocidade de início de remoção do material
U_{icD50}	velocidade necessária para iniciar o movimento do material de fundo definido por D_{50}
U_{icD95}	velocidade necessária para iniciar o movimento do material de fundo definido por D_{95}
U_{icDx}	velocidade necessária para iniciar o movimento do material de fundo definido por D_x
$U_{máx}$	velocidade máxima do escoamento
U_R	razão de velocidades
w_s	velocidade de queda das partículas do material do fundo
X	número de Reynolds das partículas definido com a velocidade de atrito junto ao fundo
X_{cr}	número de Reynolds associado ao início do movimento das partículas
y	distância ao fundo
Y	parâmetro de Shields
Y_{cr}	valor do parâmetro de Shields correspondente ao início do movimento
α	coeficiente de contracção da secção do escoamento
γ	peso volúmico da água
Γ	declividade das configurações do fundo
γ_s	peso volúmico do material do fundo
γ'_s	peso volúmico do material submerso
Δ	altura das configurações do fundo
Δh	aumento da altura do escoamento devido à ocorrência do evento de cheia
ΔH	perda de energia associada ao escoamento entre as secções 1 e 2
$\Delta_{máx}$	altura máxima das configurações do fundo
Δp	incremento de pressão
Δt	intervalo de tempo
ζ	parâmetro proposto por Yalin, em 1992
η	parâmetro proposto por Yalin, em 1992

θ	ângulo de incidência do escoamento sobre o obstáculo; ângulo formado por dois leitos em confluência
λ	comprimento de onda das configurações do fundo
λ_A	escala das áreas
λ_g	escala da aceleração da gravidade
λ_h	escala das alturas do escoamento
λ_l	escala geométrica
λ_{min}	comprimento mínimo de onda das configurações do fundo
λ_Q	escala dos caudais
λ_U	escala das velocidades cinemáticas do escoamento
λ_V	escala dos volumes
μ	viscosidade dinâmica da água
ζ	parâmetro proposto por Yalin, em 1992
ρ	massa volúmica da água
ρ_s	massa volúmica do material do fundo
σ_D	coeficiente de graduação ou desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo
τ	tensão tangencial
τ_l	tensão tangencial na secção a montante da zona de contracção do escoamento
τ_c	tensão de arrastamento crítica
ν	viscosidade cinemática da água
φ	função genérica; factor adimensional relativo à forma do pilar
ψ	velocidade de acréscimo adimensional
Ω	potência do escoamento por unidade de comprimento do rio

1

INTRODUÇÃO

1.1. APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO.

As pontes, pela sua função de ligação territorial e de comunidades, são uma das infra-estruturas mais importantes nas sociedades. Desde os tempos mais remotos que permitem o fácil e rápido transporte de pessoas e bens.

Do ponto de vista da Engenharia Civil uma ponte é uma estrutura que permite a transposição de linhas de água. Muitas delas, devido às tecnologias de construção aplicadas, às questões arquitectónicas e paisagísticas ou devido aos grandes vãos a vencer possuem pilares fundados no leito dos rios. Frequentemente os leitos são compostos por material aluvionar que é transportado pelo rio, como a areia, gravilha, siltes e argilas.

Em rios com material do fundo que apresenta uma elevada mobilidade, desenvolvem-se fenómenos de erosão devido à interacção entre as forças hidrodinâmicas do escoamento, os sedimentos do fundo e das margens do canal e os obstáculos existentes no rio, como encontros ou pilares de pontes. Estes fenómenos caracterizam-se pela remoção do material do fundo ou das margens do rio pelas acções do escoamento e estão profundamente relacionados com os eventos de cheia, porque os caudais escoados são bastante superiores aos verificados em regime normal e nestas situações é quebrada a situação de equilíbrio que entretanto se estabeleceu. No caso dos pilares desenvolvem-se escoamentos turbulentos com elevada capacidade de erosão dos sedimentos que retiram o material que envolve a sua fundação, diminuindo a sua capacidade resistente às forças hidrodinâmicas do escoamento e às acções exercidas na superestrutura.

Os fenómenos de erosão referidos podem assim, provocar a rotura e queda dos pilares e/ou dos encontros e assim, também do tabuleiro da ponte, ou, numa primeira fase, o assentamento de pilares. A erosão das margens, na zona de aproximação aos encontros, pode conduzir ao corte do acesso à ponte, por contorno da ponte pelo escoamento.

Em WARDHANA E HADIPRIONO 2003 é referido que entre 1984 e 2000 ocorreram acidentes em 503 pontes nos Estados Unidos da América, EUA. Em 78 casos o motivo apontado foi a erosão do leito de fundação sendo a segunda maior causa de acidentes, representando 16 % do total. De acordo com Chang (1973), referenciado em RICHARDSON E DAVIS 2001, entre 1964 e 1972, registaram-se acidentes em 383 pontes devido a fenómenos de erosão localizada em todo o território americano.

Segundo MELVILLE E COLEMAN 2000 este tipo de fenómenos provoca em média um acidente por ano no território da Nova Zelândia e é realizado um investimento de cerca de 18 milhões de dólares

neozelandeses, por ano. Deste montante, cerca de 70 % são gastos em medidas de correcção e de protecção e não em medidas de carácter preventivo ou em novas construções.

Em Portugal, em 1979 ocorreu o assentamento do pilar central da Ponte de Penacova e em 1994 registaram-se problemas de erosão na Ponte da Gafalha, em Aveiro, mas não se registaram vítimas mortais. No entanto, este tipo de fenómenos adquiriu uma maior relevância e atenção devido ao colapso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, a 4 de Março de 2001. No acidente desta ponte, construída no final do século XIX, faleceram cinquenta e nove pessoas originando um impacto enorme sobre a sociedade portuguesa que foi alertada para a existência deste tipo de problemas. Este caso é, sem dúvida, um marco para a engenharia portuguesa e, por tudo isto, foi seleccionado como caso de estudo desta dissertação, cujo estudo desenvolvido é apresentado no Capítulo 6.

Os parágrafos anteriores permitem constatar que os acidentes em pontes devido aos processos de erosão em rios são, para além de um problema actual, um problema de índole global, afectando países com iguais índices de riqueza e com iguais níveis de exigência e/ou normas regulamentares. Torna-se evidente (e urgente) a necessidade de adopção de novas medidas, tanto a nível de projecto como a nível do acompanhamento e protecção das pontes, de modo a aumentar a segurança destas estruturas.

O estudo dos fenómenos de erosão é feito de forma qualitativa, através da análise das condições que influenciam o desenvolvimento das correspondentes cavidades, e de forma quantitativa, através de aplicação de algumas ferramentas de previsão das profundidades atingidas. A técnica de previsão mais comum utilizada pelos projectistas é a aplicação de expressões analíticas de carácter semi-empírico desenvolvidas a partir de experiências laboratoriais ou através de dados registados em campo. Contudo, estas foram formuladas de acordo com as condições de ensaio específicas ou de acordo com as características particulares dos locais de observação. Desta forma, a sua aplicação nem sempre produz resultados válidos. A modelação numérica, que resulta do desenvolvimento computacional nas últimas décadas, e a modelação física são as restantes técnicas de quantificação dos processos erosivos.

Actualmente, não é possível impedir a formação dos fenómenos de erosão junto aos pilares de uma ponte mas existem algumas medidas que têm como objectivo a minimização desses fenómenos e a protecção destes elementos. A forma mais antiga de protecção é a colocação de enrocamento natural, de grandes dimensões, em redor do pilar com o objectivo de este ser capaz de resistir às acções do escoamento e impedir a remoção do material mais fino. Apesar de existirem vários problemas associados a esta técnica, a sua utilização é comum e produz resultados aceitáveis.

Entretanto, ao longo do tempo, foram estudadas e desenvolvidas novas técnicas de protecção. Algumas têm como objectivo resistir às estruturas turbulentas do escoamento, como os gabiões, os blocos de betão articulados ou os geo-sacos preenchidos com areia. Outras pretendem orientar o escoamento de forma a provocar uma menor profundidade de erosão, como os esporões ou as placas deflectoras. Existem ainda outras técnicas que ainda estão a ser objecto de estudo actual e sobre as quais não existe um conhecimento muito sólido ao nível do comportamento no terreno ou dos métodos de dimensionamento.

Apesar das variadas técnicas existentes o comportamento de algumas no terreno está longe de ser o ideal. Em situações de caudal elevado, a capacidade de protecção que oferecem não é muito significativa. A implantação deste tipo de medidas deve ser acompanhada por um plano de monitorização e de inspecções regulares para assegurar o bom comportamento destes elementos. A realização dessas inspecções é muito importante, especialmente após a ocorrência de eventos de cheia.

De facto, apesar dos desenvolvimentos obtidos no estudo desta problemática, sobretudo a partir de meados do século XX, ainda existem vários aspectos que não estão devidamente estudados e sobre os quais não está disponível uma clara compreensão teórica. Também, a inconsistência das técnicas de previsão e dos métodos de dimensionamento das medidas de protecção justifica a necessidade em desenvolver mais os conhecimentos no âmbito da erosão em pilares de pontes.

Há no entanto que ter em conta que, o desenvolvimento (e inconsistência) dos métodos de previsão e de algumas técnicas de protecção não permitem facilitar em termos de dimensionamento da infraestrutura de fundação, pelo que deverá ser considerado o prolongamento das fundações até ao estrato rochoso ou até uma camada de maior resistência. Também, deverá ser dada especial atenção ao local de implantação da ponte, privilegiando zonas de maior estabilidade morfológica dos fundos e margens, e à forma e orientação dos elementos de fundação, permitindo a redução da perturbação do escoamento.

Os objectivos propostos para esta dissertação são os seguintes:

- compreensão dos mecanismos de escoamento que conduzem à remoção de sedimentos em pilares de pontes;
- identificação e avaliação das diversas técnicas de previsão e de quantificação das profundidades das cavidades de erosão;
- elaboração de uma proposta de metodologia para aplicação ao nível do pré-dimensionamento e em obras já existentes, como forma de minorar estes efeitos;
- estudo e análise da queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios, com aplicação das técnicas de previsão das profundidades de erosão;
- proposta e dimensionamento de uma medida de protecção para os pilares da ponte de Entre-os-Rios;
- proposta de um modelo físico, à escala, capaz de simular as características hidráulicas e morfológicas da envolvente à antiga ponte e que permite o estudo de algumas condições complexas neste tipo de problemas.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.

Esta dissertação é composta por sete capítulos e por seis anexos, que desenvolvem as várias etapas do estudo dos fenómenos de erosão em pilares de pontes, e que introduz o presente capítulo. Também, é feita a apresentação sumária de alguns casos de acidente verificados em pontes ao longo das últimas décadas.

No Capítulo 2 é apresentada uma caracterização dos vários problemas de erosão que se podem desenvolver num rio e que conduzem a uma aumento da profundidade das cavidades de erosão junto aos pilares. É feita uma caracterização dos mecanismos turbulentos que resultam da interacção do escoamento fluvial com os elementos de fundação da ponte e, também, da influência da morfologia do leito.

No Capítulo 3 enumeram-se e caracterizam-se os factores geométricos, hidráulicos e morfológicos que influenciam o fenómeno da erosão em pilares de pontes. Esses parâmetros deverão ser considerados na interpretação e quantificação dos fenómenos, nas simulações e no processo de dimensionamento.

No Capítulo 4 é realizada a apresentação das várias técnicas de previsão da ocorrência e de quantificação de fenómenos de erosão em pilares. É feita a avaliação das correspondentes condições de aplicação e da capacidade de previsão de resultados através das expressões analíticas de carácter semi-empírico, da modelação matemática e da modelação física. Esta análise indica, também, as potencialidades e limitações associadas a cada uma dessas técnicas. É apresentada a proposta de uma metodologia para a avaliação deste tipo de fenómenos bem como uma breve referência à temática da monitorização e inspecção das fundações das pontes.

No Capítulo 5 são identificadas, apresentadas e estudadas algumas das soluções existentes com o objectivo de prevenir fenómenos de erosão, e medidas capazes de solucionar ou minorar problemas já existentes em pilares de pontes. Inclui um estudo comparativo destas medidas.

O Capítulo 6 é dedicado ao caso de estudo desta dissertação, a queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios, a 4 de Março de 2001. Apresenta-se uma compilação dos pareceres e esclarecimentos prestados por peritos/docentes da Faculdade de Engenharia do Porto ao tribunal em 2001. Procede-se, também, à aplicação das expressões analíticas para a quantificação das profundidades das cavidades de erosão nos pilares da ponte, sendo apresentada uma medida de protecção dos antigos pilares com base em enrocamento natural de grandes dimensões. Elabora-se ainda uma proposta para a construção de um modelo físico para a simulação dos fenómenos que conduziram à sua queda.

No Capítulo 7 é indicada uma síntese dos temas abordados ao longo do trabalho, realçando os mais importantes e os que mais contribuem para a formação, avaliação e resolução dos problemas associados à erosão em pilares de pontes. As conclusões retiradas do estudo deste problema são aí apresentadas, assim como os possíveis desenvolvimentos que poderão ter continuidade no futuro.

Os anexos são um complemento aos sete capítulos da dissertação, e apresentando informação extensa dos mesmos e que se julga não ser necessário apresentar no corpo principal da dissertação.

1.3. ALGUNS CASOS DE ACIDENTE OCORRIDOS.

Como referido em 1.1, ocorreram anteriormente vários casos de acidentes em pontes como consequência da formação e desenvolvimento de fenómenos de erosão. Neste subcapítulo apresentam-se, de forma sumária, alguns casos ocorridos tentando-se enfatizar as causas que conduziram à rotura e eventual colapso, as características estruturais, hidráulicas, hidrológicas e morfológicas do sistema constituído pela ponte e pelo rio. Desta forma é possível compreender melhor a dimensão do problema, as suas causas e consequências.

O caso da queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro não será apresentado neste subcapítulo por se tratar do caso de estudo da dissertação. Desta forma, é desenvolvido ao longo do Capítulo 6, como foi anteriormente referido.

O Anexo A ilustra com maior detalhe os casos de acidente aqui descritos.

1.3.1. PONTE OHUTU, NOVA ZELÂNDIA, 1995.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local combinada com desassoreamento do leito do rio devido a excessiva extracção de sedimentos.

Na passagem do dia 24 para o dia 25 de Dezembro de 1995 o Pilar E, pertencente à ponte rodoviária Ohutu, sobre o Rio Whakatane, na Nova Zelândia, sofreu um assentamento considerável, tornando a estrutura inutilizável.

A ponte está implantada numa curva do rio e nos 15 anos anteriores à sua rotura houve extracção considerável de areia, tanto a montante como a jusante do local da ponte. A rotura caracterizou-se por um assentamento vertical de um pilar entre 0,6 e 0,7 metros. Devido ao desassoreamento do rio, a profundidade de cravação das estacas reduziu-se significativamente em relação ao inicialmente considerado. Quando os trabalhos de recuperação dos pilares foram iniciados o comprimento de algumas estacas abaixo do leito do rio era de cerca de 2,4 metros.

O caudal escoado através da secção da ponte no momento da rotura era de cerca de 600 m³/s, bastante inferior aos 2314 m³/s já verificados no local (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 1.1 é possível observar a erosão dos fundos do rio e o assentamento do Pilar E, que conduziu à rotura da estrutura.



Figura 1.1 – Erosão dos fundos e deformação da ponte rodoviária Ohutu, em 1995.
O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000).

1.3.2. HATCHIE RIVER, EUA, 1989.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte combinada com erosão por contracção lateral do escoamento.

No dia 1 de Abril de 1989 a parte norte da ponte inserida na Estrada Nacional 51, sobre o Rio Hatchie, perto de Covington, Tennessee, nos EUA, sofreu um colapso, causando a morte de 8 pessoas.

A ponte, construída em 1936, tinha 1219 metros de comprimento. Em 1974 foi construída uma segunda ponte com 305 metros de comprimento. Com isto deu-se uma redução significativa da largura do rio na secção das pontes, passando de 1219 metros para 305 metros. Ambas as estruturas estavam implantadas numa curva (LAGASSE ET AL. 2001).

O leito do Rio Hatchie, nesta zona, é formado por material argiloso e arenoso, facilmente erodível (RICHARDSON E DAVIS 2001).

O valor do caudal que atravessava a secção da ponte na altura do acidente era de $244 \text{ m}^3/\text{s}$, o maior ocorrido desde a construção da segunda ponte.

Em 1989, devido à excessiva migração lateral do leito do rio, o pilar 70 situado no leito de cheia do rio ficou exposto ao escoamento, o que se revelou bastante prejudicial à estrutura. A combinação da migração do leito e da erosão local levaram ao colapso do pilar e à queda de três vãos da ponte norte (LAGASSE ET AL. 2001).

A Figura 1.2 representa um esquema estrutural da ponte norte e um perfil da migração do leito ao longo do tempo, entre 1934 e 1987.

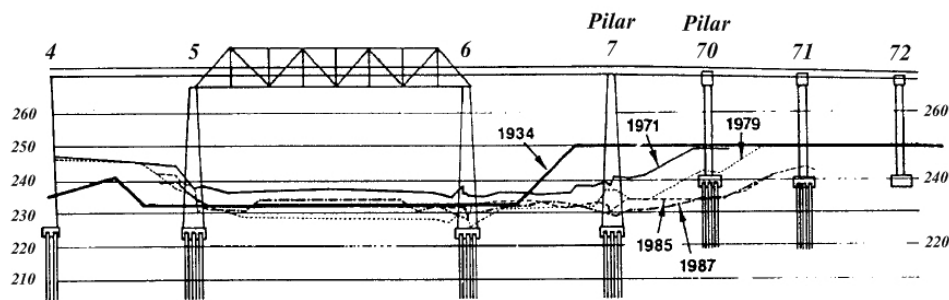


Figura 1.2 – Esquema da ponte norte sobre o Rio Hatchie e perfil da migração do leito principal ao longo do tempo (LAGASSE ET AL. 2001).

1.3.3. SCHOHARIE CREEK, EUA, 1987.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte.

No dia 5 de Abril de 1987, a ponte sobre o Rio Schoharie, inserida na auto-estrada interestadual 90, perto de Albany, Nova Iorque, entrou em colapso, provocando a queda de 5 carros e matando 10 pessoas.

O topo das sapatas de fundação directa dos pilares encontrava-se à cota do leito do rio e assentavam em camadas de gravilha, areia e silte (LAGASSE ET AL. 2001). Estes elementos estavam protegidos com enrocamento para acautelar futuros problemas associados à erosão (RICHARDSON E DAVIS 2001). Contudo, desde a sua construção, em 1953, até ao seu colapso, a ponte sofreu várias situações de cheia, o que levou à remoção e destruição das camadas de enrocamento, não protegendo as fundações da erosão dos fundos (LAGASSE ET AL. 2001).

A 5 de Abril de 1987, durante as cheias da Primavera, a ponte sobre o Rio Schoharie entrou em rotura. O colapso iniciou-se no pilar 3, conduzindo à queda dos dois vãos adjacentes (os vãos 3 e 4). Noventa minutos depois, também o pilar 2 e o vão 2 colapsaram. As causas da queda da ponte são atribuídas ao extenso processo de erosão dos fundos do rio nos quais o pilar 3 estava fundado. A vulnerabilidade da ponte ao processo de erosão deveu-se à baixa profundidade de fundação das sapatas, ao facto de a ponte estar fundada em solo erodível, composto por camadas de gravilha, areia e silte, ao facto das cavidades de erosão terem sido preenchidas com material erodível e não com material de maiores dimensões, e finalmente, devido à inadequada protecção de enrocamento, inspecção e manutenção das fundações (DELATTE E STOREY 2003).

Na Figura 1.3 podem ver-se as cavidades de erosão verificadas nos locais de implantação dos pilares.



Figura 1.3 – Fotografia das cavidades de erosão em 1987, após o acidente. Em primeiro plano está o pilar 2 e em segundo plano está o pilar 3 (LAGASSE ET AL. 2001).

1.3.4. PONTE BLACKMOUNT, NOVA ZELÂNDIA, 1980.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte.

Entre os dias 25 e 26 de Agosto de 1980 um dos pilares da Ponte Blackmount, sobre o Rio Mararoa, na Nova Zelândia, atingiu a rotura provocando a deformação excessiva da superestrutura da ponte. Julga-se que o caudal na secção da ponte, aquando do acidente, era, de longe, o maior daquele ano, com um valor de cerca de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

O Pilar B, que foi removido, era suportado por duas filas de quatro estacas quadradas de betão com 9,1 metros de comprimento. Contudo, após estudos, concluiu-se que as estacas não estavam à profundidade imposta pelo projecto. Uma possível explicação pode residir na dificuldade de escavação experimentada neste pilar.

A estrutura está implementada numa zona do rio em que existe uma curva, fazendo com que o escoamento se aproxime da ponte com um ângulo de cerca de 60° com o seu eixo. Abaixo do nível de implantação do maciço de encabeçamento do Pilar B existia uma camada com cerca de 2 metros de espessura constituída por cascalho e seixos e uma camada compacta, com 11 metros de profundidade, formada por areias e gravilhas.

A causa apontada para a rotura do Pilar B foi a obliquidade do escoamento em relação ao pilar, que provocou a erosão dos fundos em seu redor. A profundidade máxima de erosão foi medida nesta zona, registando-se um valor de 2,9 metros. Durante o cenário de cheia o Pilar B foi removido conduzindo à deformação da superestrutura e do tabuleiro. O encontro que envolvia o Pilar C, por também ter sofrido o processo de erosão na sua base, acabou por deslizar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A Figura 1.4 mostra o estado da ponte após a ocorrência do acidente. A deformação da estrutura é evidente.



Figura 1.4 – A Ponte Blackmount após o acidente de 1980. O escoamento dá-se da esquerda para a direita (MELVILLE E COLEMAN 2000).

1.3.5. MAHITAHİ RIVER, NOVA ZELÂNDIA, 1955.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local combinada com erosão por contracção e erosão por confluência do escoamento.

Em 2 de Fevereiro de 1955, um dos pilares da ponte sobre o rio Mahitahi, na Nova Zelândia, pertencente à Auto-estrada estadual 6, sofreu um assentamento provocando a inutilização da estrutura e o seu fecho.

Após a rotura da ponte concluiu-se que algumas das estacas não haviam sido cravadas totalmente, como por exemplo, no caso do Pilar D. Um memorando de 1957 indica que, em certos pilares, é possível que cerca de 50 % das estacas estejam danificadas.

Com a construção da ponte o rio passou a sofrer uma acentuada contracção, sendo referido num memorando de 1985 que o comprimento da estrutura deveria passar de 140 para 220 metros. Desta forma reduzir-se-ia a contracção do rio para níveis aceitáveis. A montante da ponte ocorre uma separação do escoamento em dois leitos do rio que conflui ainda antes de atingir a secção da ponte. Este fenómeno faz com que o escoamento, ao aproximar-se da estrutura, faça um ângulo entre 60° a 80° com o seu eixo. O leito do rio é formado por seixos.

O colapso da ponte aconteceu quando o Pilar D assentou 1,2 metros, provocando a inutilização do tabuleiro. Este acontecimento é perfeitamente visível na Figura 1.5. As causas que justificam a rotura da estrutura devem-se à erosão do leito do rio, principalmente provocada pela contracção e pela confluência do escoamento. A isto junta-se a erosão local provocada pela existência do pilar, amplificada pela acumulação de detritos e pela obliquidade do escoamento face aos pilares (MELVILLE E COLEMAN 2000).

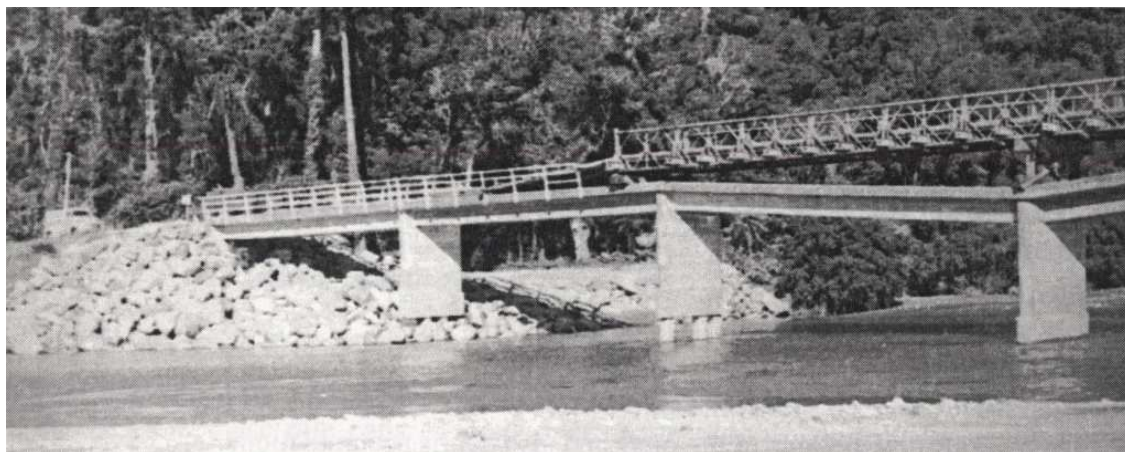


Figura 1.5 – A rotura da Ponte sobre o Rio Mahitahi, em 1955. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2

TIPIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE PROBLEMAS DE EROSIÃO. DIFERENTES ESCALAS DE ANÁLISE. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DOS SEDIMENTOS.

Na literatura existente os processos erosivos são classificados e divididos em processos de erosão geral e em processos de erosão localizada. A erosão geral caracteriza-se por ser independente da existência da ponte, sendo uma consequência dos elevados caudais, da existência de curvas ou de confluências de escoamentos. Contudo, algumas acções humanas, podem alterar o equilíbrio do sistema fluvial e conduzir ao desenvolvimento dos processos de erosão. Por exemplo, a construção de uma barragem pode afectar a estabilidade de uma ponte que esteja localizada a nas suas proximidades, em especial, a jusante, devido à retenção de sedimentos.

A erosão localizada pode tomar a forma de erosão local junto de obstáculos e de erosão por contracção lateral do escoamento, devido à diminuição da secção do escoamento provocada pela estrutura da ponte. As actividades humanas indicadas no parágrafo anterior podem, também, contribuir para o desenvolvimento de processos de erosão localizadas.

Todas estas formas de erosão podem colocar em risco a estabilidade da ponte e devem ser consideradas na avaliação do risco a que uma determinada ponte está exposta.

2.1. EROSIÃO GERAL.

2.1.1. ASSOREAMENTO E DESASSOREAMENTO DO LEITO DO RIO.

O assoreamento e desassoreamento do leito de um rio são fenómenos que não têm como causa directa a existência de uma ponte. Contudo, podem afectar a estabilidade da estrutura e a profundidade de erosão nessa zona. Se as correspondentes alterações hidromorfológicas ocorrerem durante um ou vários eventos de cheia pouco espaçados no tempo, o fenómeno designa-se por assoreamento ou desassoreamento a curto prazo. Quando o processo se verifica ao longo de vários anos é denominado por assoreamento ou desassoreamento a longo prazo e, em geral, tem como causas mudanças hidrometeorológicas, geomorfológicas ou actividades humanas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O assoreamento consiste na subida generalizada do nível do leito do rio numa determinada extensão, devido à deposição de sedimentos. Este processo morfológico pode ser causado por mudanças impostas a montante ou a jusante do local em estudo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O assoreamento pode ter consequências induzidas na estrutura hidráulica, nomeadamente no caso de uma ponte, o aumento da frequência em que a pode ficar submersa, o aumento dos riscos de estabilidade estrutural da ponte devido à maior acção de forças hidrodinâmicas e a necessidade de encerramento da ponte ao tráfego devido à redução das condições de segurança (YEO 1991).

As principais causas que originam este fenómeno são (YEO 1991):

- aumento do transporte de sedimentos;
- deposição de material resultante de outras actividades;
- artificialização do leito e margens;
- redução do caudal;
- implantação de obstáculos que obstruem o escoamento e retêm os sedimentos a montante, como por exemplo, uma barragem.

O desassoreamento é caracterizado pela descida das cotas do leito do rio ao longo de uma determinada extensão, como resultado da erosão generalizada do material dos fundos. Pode haver propagação para montante, também designada por erosão regressiva, ou para jusante do ponto de origem, consoante a alteração imposta ao sistema fluvial.

O desassoreamento que se propaga para jusante induz uma redução na inclinação do rio fazendo com que, ao fim de algum tempo, se atinja uma situação de equilíbrio (YEO 1991). Na Figura 2.1 é apresentado um esquema do desassoreamento do rio provocado pela implantação de uma barragem e a consequente redução do caudal de sedimentos, onde se pode observar a redução da inclinação dos fundos (MELVILLE E COLEMAN 2000).

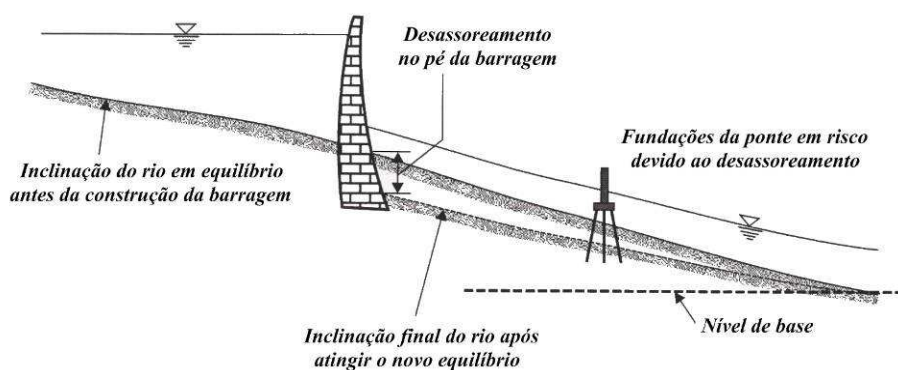


Figura 2.1 – Desassoreamento a jusante de uma barragem e consequências para a estabilidade da ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

As principais causas do desassoreamento que se processa para jusante são a construção de uma barragem ou açude, as dragagens do material de fundo, o desvio do curso do rio, as mudanças na ocupação dos solos na bacia hidrográfica, a ocorrência de grandes cheias e a diminuição do tamanho

dos sedimentos transportados pelo curso de água. A última conduz a um aumento da capacidade de transporte sólido para valores de caudal semelhantes (YEO 1991).

A erosão regressiva resulta do aumento da inclinação do leito do rio devido a determinados factores que são, por vezes, introduzidos pelo Homem. Este tipo de erosão desenvolve-se mais rapidamente que o anterior (YEO 1991).

O desassoreamento que ocorre para montante ou erosão regressiva poderá ter origem na redução do nível do leito do rio principal, no caso de o rio em estudo ser um afluente, na descida geral da cota do leito, na dragagem de material do fundo, na diminuição do comprimento do rio, nos casos de entubamento e de operações de regularização do rio, na remoção de estruturas de controlo devido à erosão natural e na remoção de uma barragem ou de um açude (YEO 1991).

Este tipo de erosão verifica-se quando o nível do leito de um rio sofre um rebaixamento acentuado, provocando o aumento da inclinação do talude de montante da cavidade que se formou. Se o rebaixamento for considerável, o sistema poderá tornar-se instável quando a inclinação se aproxima do ângulo de atrito interno do material. Nesse caso, em eventos de cheia com caudais elevados ou situações persistentes com caudais moderados pode ocorrer o deslizamento do paramento de montante e, consequentemente, o transporte de sedimentos pelo escoamento. Desta forma, a cavidade de erosão induzida vai-se propagando para montante, tanto no leito principal como nos seus afluentes mais próximos, podendo colocar em risco a estabilidade das estruturas existentes.

Na Figura 2.2 é apresentado um esquema da erosão regressiva num afluente resultante do rebaixamento da cota do leito do curso de água principal e, consequentemente, do nível de base da superfície livre.

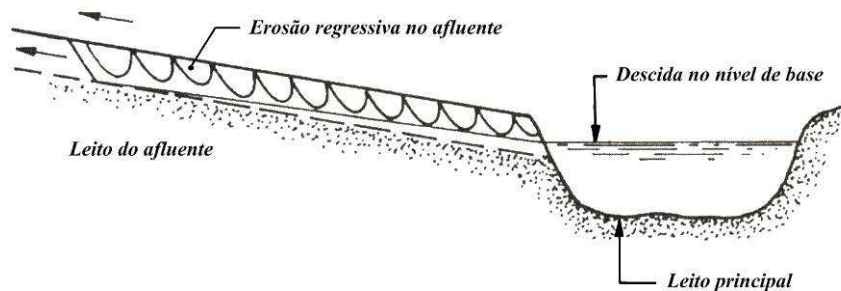


Figura 2.2 – Erosão por regressão induzida num afluente devido ao rebaixamento do nível da superfície livre no curso de água principal (CARDOSO 1998).

2.1.2. EROSÃO EM CURVAS DE RIOS.

O estudo da erosão em curvas, muito importante “*per si*”, é o também, neste caso, porque existem várias pontes que estão implantadas nestes zonas, especialmente em rios com muitos meandros. Verifica-se um aumento da profundidade do escoamento na zona exterior da curva (margem côncava)

e há tendência para acumulação de detritos nesta zona, devido à maior capacidade de transporte sólido, bem como o risco de erosão da margem (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na curva de um rio, a interacção entre o gradiente vertical de velocidades e a curvatura do escoamento principal origina a formação de correntes secundárias, que potenciam o aumento da profundidade do escoamento, das velocidades e da tensão tangencial de arrastamento na zona exterior da curva. Assim, neste local, ocorre a erosão do leito do rio e, quando possível, da margem. Na zona interior (margem convexa) verifica-se a deposição de material (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O perfil da secção transversal numa curva é caracterizado por uma assimetria do leito, o que poderá tornar-se mais notório durante eventos de cheia com caudal elevado. Como consequência dessa assimetria, o talvegue encontra-se próximo da margem exterior da curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 2.3 é possível observar a o efeito da curva na definição da secção transversal do rio.

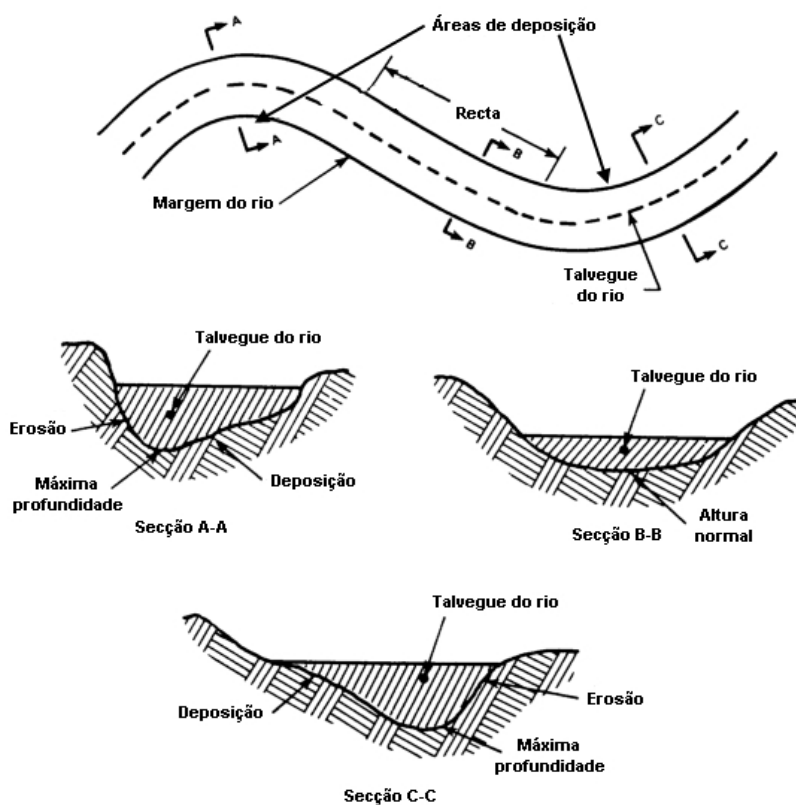


Figura 2.3 – Secção transversal do rio em desenvolvimento recto e em curva (adaptado de www.globalsecurity.org).

A erosão em curvas, como já foi referido, pode ser bastante importante e gravosa em rios com muitos meandros. Nesse caso, devido às características do material do leito, é possível que possa ocorrer uma migração do leito que, no caso de uma ponte, pode conduzir a que a estrutura possa ser contornada e ocorrer a sua rotura e dos acessos à mesma. Quando as margens são erodíveis, a profundidade de

erosão do leito é menor do que quando as margens são rígidas, porque os sedimentos alimentam a cavidade de erosão que se forma (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os principais factores que influenciam esta forma de erosão são a geometria do canal, como a sua inclinação e a forma da secção transversal, as forças hidrodinâmicas, o material constituinte do leito e das margens, e os caudais de transporte sólido e líquido. Em mudanças abruptas na direcção do escoamento a erosão é influenciada, principalmente, pelas características geométricas da curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.1.3. EROSÃO NA CONFLUÊNCIA DE RIOS.

A erosão na confluência de rios ou de dois leitos do mesmo rio, no caso de o rio ser entrançado ou de existir uma barra, não se deve à existência de nenhum obstáculo ao escoamento. Ocorre devido ao encontro e mistura de dois escoamentos com características diferentes, tais como a secção transversal, o caudal ou a quantidade de sedimentos transportados. Esta forma de erosão pode desenvolver-se a longo prazo ou durante a ocorrência de um evento de cheia isolado (YEO 1991).

O mecanismo de escoamento que provoca a erosão deve-se, sobretudo, às correntes helicoidais secundárias geradas pela mudança de direcção e convergência dos dois caudais. Os dois escoamentos intersectam-se, teoricamente, no ponto de encontro das linhas do eixo dos dois canais e “mergulham”, regressando à superfície em zona(s) localizada(s) situada(s) ligeiramente a jusante, ao longo do alinhamento das paredes que constituem a cavidade de erosão. Este tipo de correntes, que ascendem junto às paredes do leito erodido, faz com que a cavidade de erosão tenha taludes com elevada inclinação, muitas vezes, com um ângulo superior ao ângulo de repouso do material. A cavidade de erosão que se forma por este processo assemelha-se à cavidade produzida devido ao processo erosivo em curvas (YEO 1991).

Na Figura 2.4 é apresentado um esquema do mecanismo acima descrito, onde é possível observar a zona de maior turbulência e as correntes helicoidais (YEO 1991).

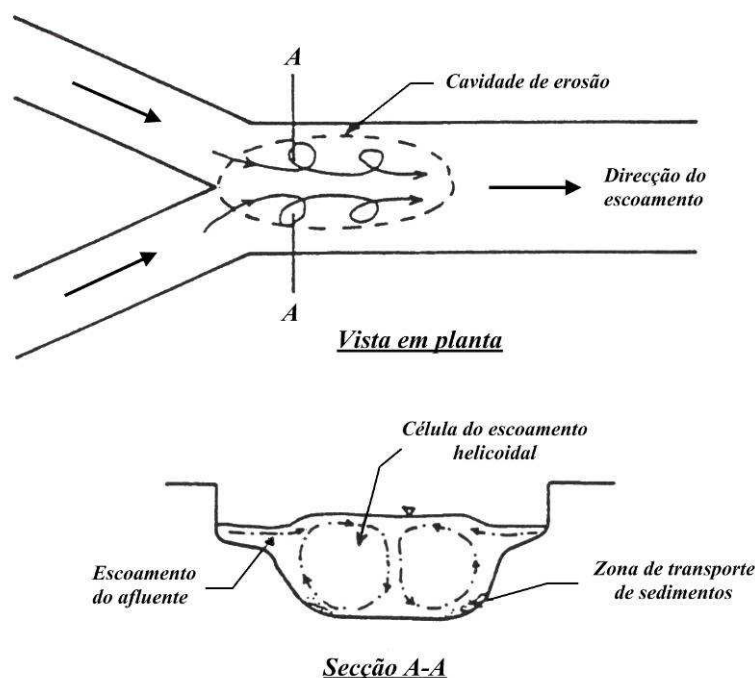


Figura 2.4 – Mecanismo do escoamento que provoca a erosão na confluência de rios (adaptado de YEO 1991).

A confluência de dois leitos pode amplificar o processo de erosão nos pilares de uma ponte situada ligeiramente a jusante desse ponto, devido à maior capacidade de transporte sedimentar provocada pela concentração de caudal. Também, a alteração do ângulo de aproximação do escoamento à ponte, que geralmente acompanha este fenómeno, é um factor indesejável para a estabilidade da estrutura (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os principais parâmetros que influenciam o processo de erosão na confluência de rios incluem o ângulo de convergência, os caudais relativos escoados, as profundidades dos escoamentos, a inclinação do rio, o tamanho dos sedimentos que constituem o leito e as características na secção de confluência. Contudo, existe pouca concordância entre os investigadores sobre os parâmetros que mais influenciam esta forma de erosão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.1.4. EFEITO DA CONFIGURAÇÃO DOS FUNDOS DO RIO.

De uma forma sumária, os escoamentos com transporte sólido generalizado caracterizam-se por um movimento geral do material do fundo. Ou seja, todas as partículas à superfície do leito são transportadas e/ou arrastadas para jusante através da formação de determinadas configurações ao longo do leito. Estas devem ser consideradas no cálculo das profundidades de erosão local em pilares.

A interação entre o escoamento e o material do fundo do rio provoca alterações na configuração dos fundos, consoante o tipo de escoamento desenvolvido, podem genericamente ocorrer quatro tipos de configurações no leito: *rugos*, *dunas*, *leito plano superior* e *antidunas*. De uma forma geral, os três primeiros casos registam-se em escoamentos lentos, ou seja, em que $Fr < 1$, enquanto que as antidunas

ocorrem apenas em escoamentos com regime rápido ou próximos do crítico, em que $Fr \geq 1$ (CARDOSO 1998).

A migração destas ondas de configuração dos fundos através da secção da ponte conduz a um aumento da profundidade de erosão local porque a passagem das cavas pela fundação do pilar retira os sedimentos que o envolvem, diminuindo a sua estabilidade. Também, quando estas formas se desenvolvem, a rugosidade do fundo é diferente havendo um aumento da resistência ao escoamento, que exerce influência sobre a capacidade de vazão do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Analisando o desenvolvimento de um escoamento com o aumento da velocidade média, poderia constatar-se que, inicialmente, devido às baixas velocidades e alturas do escoamento, o fundo do rio apresenta uma configuração plana e estável. Com o aumento da velocidade ocorre o arrastamento selectivo de alguns sedimentos de menores dimensões ou em zonas em que a tensão tangencial é maior. Estes dois estados do fundo do rio constituem o *leito plano inferior*. Em fundos uniformes de areia com $D \leq 0,6$ mm e para velocidades ligeiramente superiores o leito deforma-se, dando origem a *rugos*. À medida que intensidade do escoamento aumenta as rugas são substituídas progressivamente por rugas sobre dunas e, posteriormente, por *dunas*. Em areias com $D > 0,6$ mm não se verifica a formação de *rugos* (CARDOSO 1998).

Com o aumento sucessivo da velocidade ao longo do leito constituído por *dunas* estas acabam por desaparecer e dar origem a uma configuração aproximadamente plana, tal como a superfície livre do escoamento. É uma fase estável que é denominada por *leito plano superior* (CARDOSO 1998).

Quando o valor da velocidade é bastante elevado e o número de Froude do escoamento é da ordem da unidade ou superior, a superfície do escoamento torna-se instável, provocando o aparecimento de ondas superficiais. Estas interagem com os fundos e induzem variações cíclicas na capacidade de transporte, conduzindo a deposições e erosões alternadas através da sequência de ondas de comprimento elevado. As ondas à superfície estão em fase com as ondas que ocorrem no leito. Este fenómeno é designado por *antidunas* porque, por vezes, parecem deslocar-se para montante. Dado que é um estado relativamente instável as *antidunas* acabam por rebentar e o fundo torna-se plano, até que, devido a uma qualquer outra perturbação, voltam a formar-se *antidunas* (CARDOSO 1998).

Na Figura 2.5 é apresentado um esquema das várias configurações do fundo que podem ocorrer num leito arenoso tal como foi anteriormente explicado. O aumento da velocidade média do escoamento provoca a sequência indicada da esquerda para a direita e de cima para baixo.

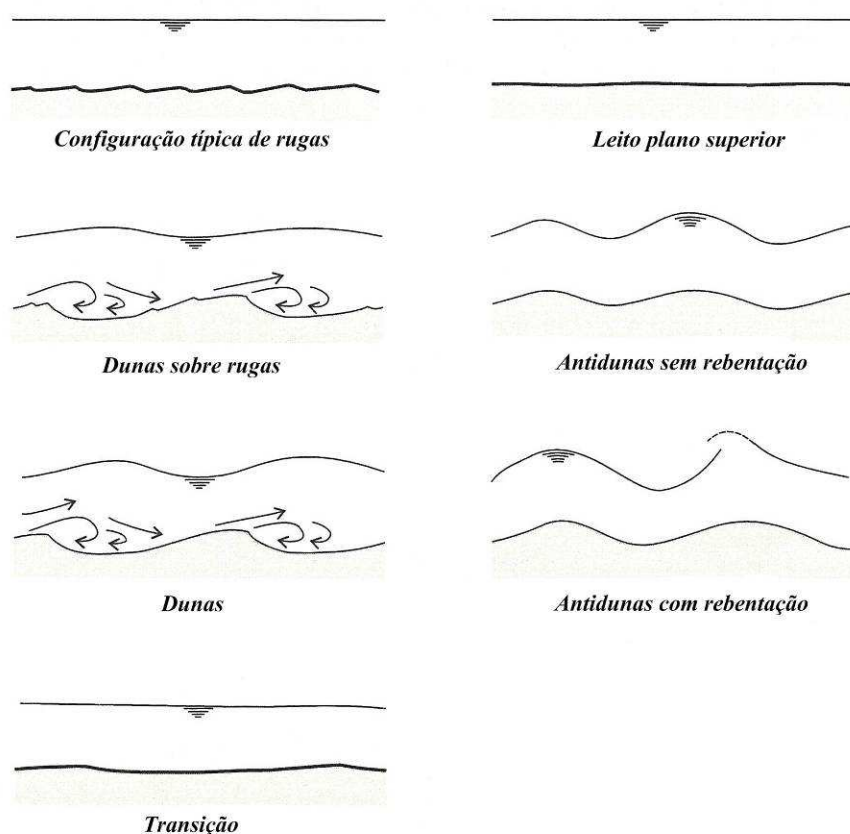


Figura 2.5 – Possíveis configurações do fundo em condições com transporte sólido generalizado (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os principais factores associados à formação e desenvolvimento das formas do material do leito são a velocidade do escoamento, a altura do escoamento, as propriedades do fluido e as características do material granular (CARDOSO 1998).

As configurações podem desenvolver-se num plano bidimensional ou tridimensional consoante a largura do canal do rio. Yalin, em 1977, refere que quanto maior forem as relações de B/h e h/D , maior é a possibilidade de o escoamento na zona central do leito se afastar da direcção imposta pelas margens. Assim, a probabilidade de se desenvolverem configurações do fundo tridimensionais é superior. Nas relações atrás apresentadas, B representa a largura da superfície do escoamento, h é a altura do escoamento e D representa o tamanho dos sedimentos do leito do rio (CARDOSO 1998).

A configuração que mais se regista em rios é do tipo *dunas*. As dunas podem ocorrer, em teoria, em quase todos os materiais aluvionares naturais para uma larga gama de granulometrias e caudais. Ao atingirem uma fase estável do seu desenvolvimento podem registar-se alturas da mesma ordem de grandeza da altura do escoamento que as originou, pelo que a sua ocorrência não deve ser desprezada, quando se prevê a sua formação. Os investigadores Simons e Sentürk, em 1992, referem a observação de dunas no Rio Mississípi, EUA, com comprimentos variando entre os 100 e os 200 metros e alturas até 12 metros (CARDOSO 1998).

As dunas são consequência de turbulência em grande escala no seio do escoamento. Estes mecanismos turbulentos induzem perturbações no transporte sólido em determinadas secções do leito do rio que se propagam para jusante. Desta forma, ocorre um transporte de sedimentos para jusante devido à migração das dunas. Esta configuração é fortemente influenciada pelas variações da altura do escoamento (CARDOSO 1998).

Como já foi referido a resistência ao escoamento é afectada pelas diversas configurações do fundo, pelo que a capacidade de vazão e as velocidades a elas associadas devem ter em conta estes fenómenos. No Quadro 2.1 são apresentados os intervalos de valores do coeficiente de Manning-Strickler relativos a cada uma das quatro configurações do fundo espectáveis no leito de um rio, composto por material granular (CARDOSO 1998).

Quadro 2.1 – Coeficientes de Manning-Strickler associados a cada uma das configurações do fundo (adaptado de CARDOSO 1998).

Configurações do fundo	$K_s \text{ (m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}\text{)}$
Rugas	30 – 50
Dunas	20 – 50
Leito plano	65 – 95
Antidunas: sem rebentação	35 – 80
com rebentação	30 - 65

2.2. EROSIÃO POR CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO.

A estrutura de uma ponte, devido às suas características, pode provocar uma diminuição muito localizada da secção do escoamento. Em geral, esta diminuição está relacionada com a presença e prolongamento dos seus encontros mas, em alguns casos, os próprios pilares podem ser os responsáveis. Também, por outro lado, pode estar implantada numa contracção natural do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000). Contudo, pode dizer-se que a erosão por contracção é directamente associada à existência da ponte porque se ela não existir, em geral, não haverá a necessidade de avaliar estes fenómenos.

A diminuição da secção numa situação de cheia provoca o aumento da velocidade média e, consequentemente, o aumento das tensões de arrastamento no fundo e nas margens do rio na zona contraída. Desta forma, as partículas são arrastadas ou transportadas em suspensão para jusante, baixando a cota do leito e, à medida que este processo progride no tempo, a secção erodida aumenta, provocando uma redução da velocidade média do escoamento e, também, uma diminuição das tensões de arrastamento. Quando a situação de equilíbrio for atingida, ou seja, quando o valor da tensão tangencial for menor que o valor da tensão crítica de início do movimento, ou quando se desenvolver uma camada de protecção, o transporte de sedimentos para jusante cessa (RICHARDSON E DAVIS 2001).

A erosão por contracção lateral do escoamento pode ser decomposta em dois casos de análise. O primeiro caso verifica-se quando ocorre um estrangulamento do leito de cheia devido à presença dos encontros da ponte. Desta forma, parte ou todo o escoamento do leito de cheia é obrigado a convergir para o leito menor do rio, podendo provocar uma situação de grande instabilidade na secção da ponte.

O segundo é caracterizado pela obstrução do escoamento no próprio leito principal do rio. Este caso verifica-se, de forma especial, em secções de rios em vales encaixados. A análise destas duas formas distintas de ocorrência do processo de contracção é importante na determinação dos caudais a introduzir nas expressões de cálculo existentes e na avaliação do grau de contracção do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 2.6 é possível observar os dois casos acima descritos e as várias formas que podem tomar. h_1 representa a altura média do escoamento de aproximação na secção a montante da zona contraída, h_2 é a altura média do escoamento de aproximação na zona de contracção, B_{f1} traduz a largura do fundo da secção do escoamento a montante da zona contraída, B_{f2} representa a largura do fundo da secção do escoamento na zona contraída, Q_1 traduz o caudal na secção a montante do estrangulamento do escoamento, Q_{1m} é o caudal que atravessa o leito principal do rio na secção a montante da zona de contracção, Q_{1c} representa o caudal escoado no leito de cheia do rio na secção a montante da contracção, e Q_2 é o caudal que atravessa a secção da ponte (MELVILLE E COLEMAN 2000).

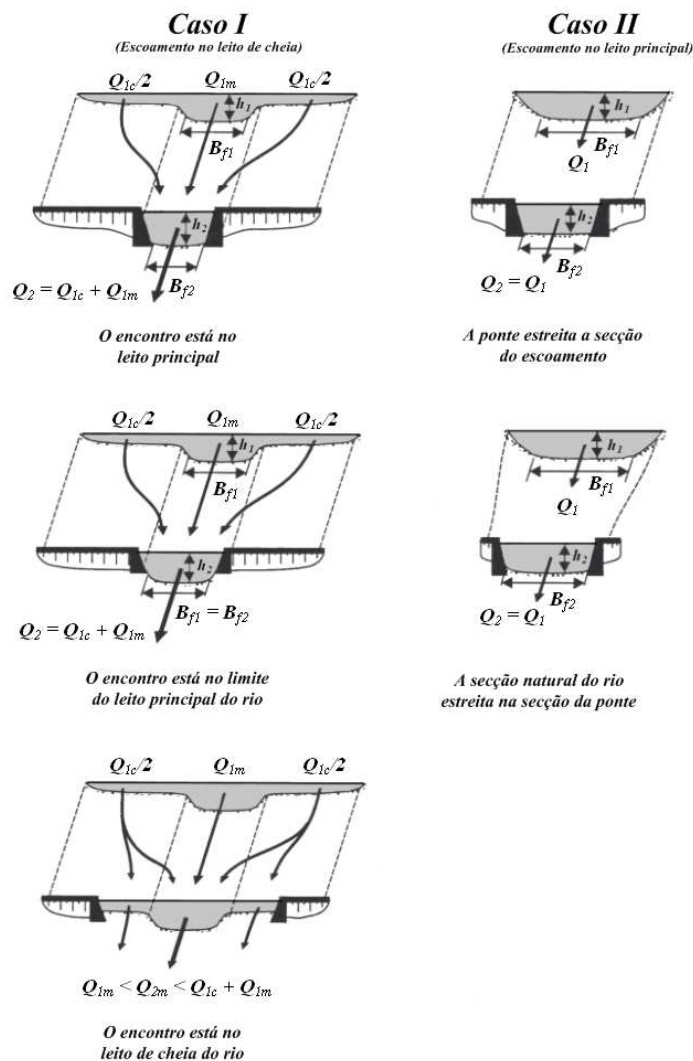


Figura 2.6 – Formas de ocorrência da contracção do escoamento em secções de pontes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

A erosão por contracção é um processo cíclico no qual se verifica erosão na fase crescente do evento de cheia e sedimentação na fase decrescente. Desta forma, tal como nos restantes processos de erosão, a capacidade de previsão é bastante afectada pela dificuldade no estabelecimento de um plano de referência para o nível do leito do rio (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Na generalidade dos casos os fenómenos de contracção do escoamento, provocados pela existência da ponte ou devido à orografia do terreno, são curtos e bruscos. Os estudos efectuados ao longo do tempo têm como base um pressuposto que representa uma simplificação da situação real. Consideram que a secção é rectangular e que o processo é suficientemente longo para que se estabeleça um regime uniforme na zona de aproximação e na zona contraída (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 2.7 pode observar-se o perfil irregular de velocidades do escoamento nas secções de aproximação e de contracção. Este tem consequências na localização das cavidades de erosão e nas suas profundidades.

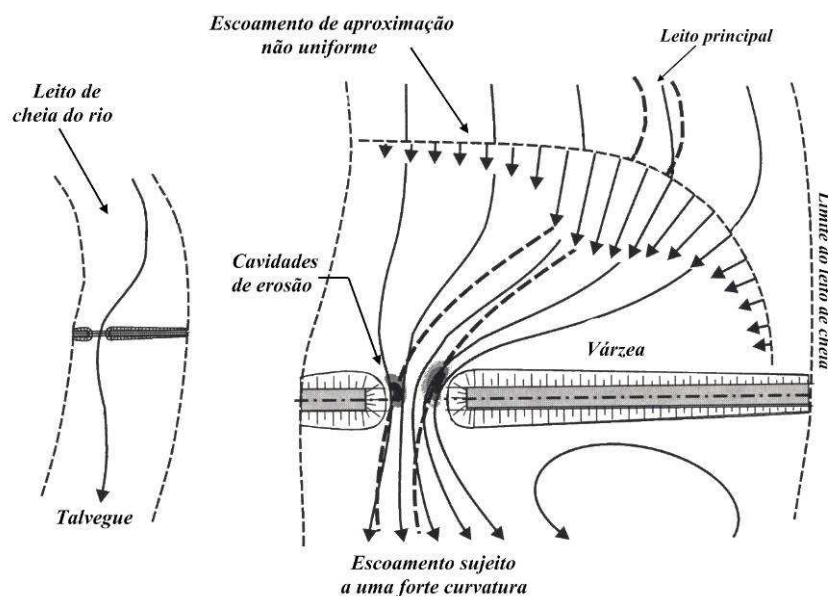


Figura 2.7 – Ilustração gráfica de um possível perfil de velocidades numa situação de contracção do escoamento e as cavidades de erosão produzidas (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Existem outros factores que poderão provocar a contracção do escoamento e originar um processo de erosão dos fundos. Esses factores são a eventual formação e concentração de gelo ou detritos, desenvolvimento de vegetação no leito principal ou no leito de cheia e a existência de barras naturais devido à sedimentação de partículas (RICHARDSON E DAVIS 2001).

2.3. EROSÃO LOCAL NUM PILAR.

A erosão local que se regista num pilar de uma ponte situado num rio é provocada por alterações nas condições do escoamento, que provocam a remoção dos sedimentos presentes no leito. O mecanismo deste fenómeno é complexo e, ao longo dos tempos, vários autores o tentaram descrever. Este tipo de

erosão deve-se exclusivamente à presença da estrutura da ponte no seio do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na ausência de pilares, e para escoamentos completamente desenvolvidos, a velocidade decresce à medida que a profundidade aumenta. O seu perfil pode ser descrito de forma aproximada por uma lei logarítmica. Na presença de um obstáculo, certas condições do escoamento tendem a ser modificadas como os perfis de velocidades, de intensidade de turbulência e de tensões de Reynolds (COUTO E CARDOSO 2001a).

À medida que o escoamento se aproxima do pilar a sua velocidade decresce, até ao ponto em que se anula na sua face de montante. Este efeito é denominado por *efeito de estagnação*. Desta forma existe um incremento do termo de pressão, Δp , de aproximadamente $\rho \cdot [U(y)]^2 / 2$, em que ρ representa a massa volúmica da água e $U(y)$ é a velocidade do escoamento em relação ao fundo do rio. Este incremento é tanto maior quanto maior for a diminuição da velocidade, o que provoca um diferencial de pressões na face de montante do pilar. Como consequência desta alteração do campo de pressões pode observar-se (FAEL 2007):

- O aumento do nível da superfície livre a montante do pilar e a formação de uma *superfície de enrolamento* ou rolo. Também se verifica a existência de um *escoamento descendente* em forma de jacto, no sentido das maiores para as menores pressões. Este escoamento, ao incidir no leito, é parcialmente deflectido para montante.
- A *separação do escoamento* junto ao fundo, um pouco a montante do obstáculo, e na superfície lateral do pilar.

Na Figura 2.8 é apresentada uma explicação gráfica dos fenómenos que foram descritos nos parágrafos anteriores.

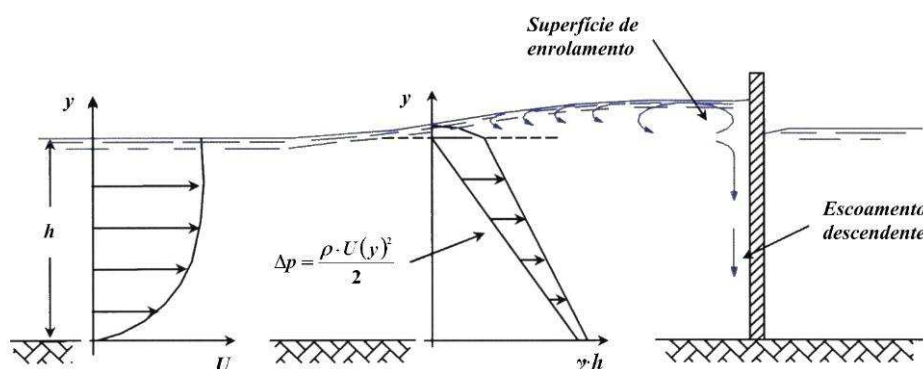


Figura 2.8 – Alteração do campo de pressões do escoamento a montante de um pilar (adaptado de FAEL 2007).

O jacto resultante do escoamento descendente tende a erodir a fundação do pilar imediatamente a montante. À medida que a erosão aumenta ocorre o deslizamento dos taludes da cavidade de erosão, até ao ponto em que estes igualam o seu ângulo de repouso (MELVILLE E COLEMAN 2000). Desta forma, a cavidade de erosão expande-se tanto em profundidade como ao longo do plano horizontal, até ser atingida uma situação de equilíbrio ou até se formar uma camada de protecção, pelos sedimentos de maiores dimensões.

Os dois processos que resultam da interacção do escoamento de aproximação e do pilar dão origem ao *vórtice em ferradura*. Este vórtice, que se dissipa a jusante do pilar e que contribui para a respectiva turbulência ambiente, desempenha um papel importante na escavação do leito, dado que arrasta o material do fundo (COUTO E CARDOSO 2001a). O efeito conjunto do escoamento descendente e do vórtice em ferradura é o primeiro responsável pela formação do processo de erosão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O fenómeno de separação não ocorre somente junto ao fundo. Na superfície lateral do pilar desprendem-se periodicamente vórtices de esteira. Estes vórtices desenvolvem-se para jusante e apresentam sentidos de rotação alternadamente opostos. Provocam a sucção dos sedimentos do leito num movimento quase vertical e transportam-nos, em suspensão, para jusante, assim como as partículas erodidas pelo escoamento descendente e pelo vórtice em ferradura (FAEL 2007).

A Figura 2.9 ilustra a estrutura do escoamento em redor do pilar, indicando os vários fenómenos que estão presentes e que são responsáveis pela remoção do material do fundo.

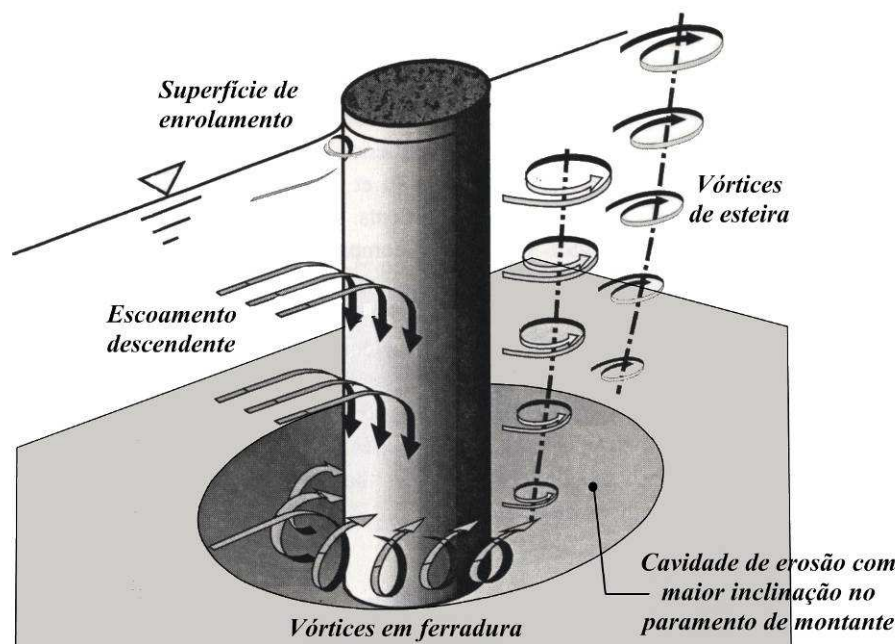


Figura 2.9 – Estrutura do escoamento junto de pilares e acção sobre a morfologia dos fundos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 2.10 é apresentado um caso real de erosão local devido à presença do pilar de uma ponte implantado num rio. O pilar retratado nas imagens é o Pilar 2 de uma ponte pertencente à auto-estrada 88, sobre o Rio Homochitto, em Bude, no Mississípi, EUA.

A fotografia da esquerda, datada de Janeiro de 1990, mostra o escoamento de aproximação ao pilar e as alterações que este impõe no campo de velocidades. É possível observar as perturbações induzidas à superfície. A imagem da direita ilustra a medição da profundidade de erosão local no pilar em Julho de 1992, sendo possível verificar as consequências do processo erosivo registado ao longo do tempo.



Figura 2.10 – A imagem da esquerda mostra a alteração do campo de velocidades do escoamento de aproximação devido à presença do pilar. Na fotografia da direita é possível observar as consequências do fenómeno erosivo, dois anos mais tarde. A ponte situa-se no Estado do Mississípi, EUA (<http://water.usgs.gov>).

2.4. EROSIÃO TOTAL EM PILARES.

A erosão total que se verifica no pilar de uma ponte engloba os vários tipos de erosão descritos anteriormente. Pode ser uma combinação de todos os casos, podendo existir um efeito que seja predominante, ou apenas existir um deles. Na situação em que duas ou mais formas erosão estão presentes é necessário encontrar uma relação entre elas de modo a que a estimativa produza resultados válidos.

A interacção entre os fenómenos é bastante complexa e de difícil quantificação, por isso é necessário o julgamento criterioso por parte do engenheiro. Na análise mais simples, a profundidade total de erosão consistirá na soma das várias formas de erosão, podendo-se obter, desta forma, valores demasiado conservativos. Logo, é necessário identificar, numa primeira análise, quais os processos que têm maior importância. A incerteza associada a estes fenómenos é um dos principais problemas com que o engenheiro se confronta.

Em situações correntes a profundidade de erosão estimada compreende, apenas, a profundidade de erosão local devido à presença do pilar. Isto acontece devido à maior facilidade e disponibilidade de elementos de cálculo e à pouca percepção, na maioria dos casos, de mudanças hidromorfológicas em grande escala como, por exemplo, o assoreamento e/ou desassoreamento a longo prazo. Para

ultrapassar estes problemas é recomendado que se proceda a um estudo mais detalhado do sistema fluvial e que se aumente o número de registos do historial morfológico do rio.

Na Figura 2.11 é possível identificar os vários tipos de erosão que podem ocorrer numa ponte com inclusão da profundidade total da cavidade de erosão.

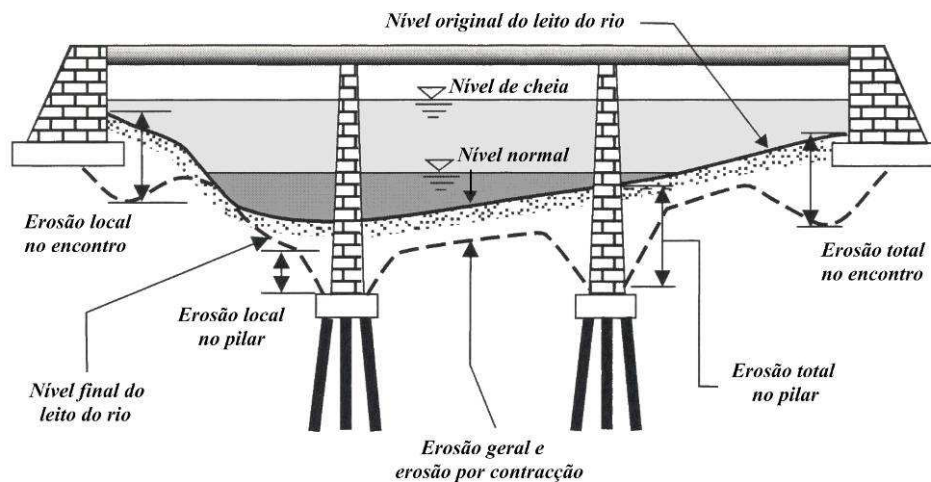


Figura 2.11 – As várias formas de erosão que podem ocorrer na estrutura de uma ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Determinadas localizações do pilar na secção da ponte podem conduzir a um aumento da profundidade de erosão. O mecanismo de escoamento pode ser alterado devido à interacção directa com outros fenómenos ou devido à alteração das condições locais do escoamento. Na avaliação da profundidade de erosão total e na determinação dos factores que afectam a estabilidade do pilar é necessário interpretar os mecanismos de escoamento com algum cuidado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Existem algumas situações particulares, tais como (MELVILLE E COLEMAN 2000):

- Pilares localizados perto de um dos encontros da ponte. Desta forma, há um aumento na concentração do escoamento sobre o pilar induzido pela presença do encontro. No pior cenário a erosão total no pilar pode ser a resultante da sua erosão local, de uma parte da erosão no encontro, da erosão por contracção lateral do escoamento e erosão geral.
- Pilares localizados no limite do leito principal do rio. Nestes casos o pilar pode estar sujeito a fortes correntes laterais devido ao caudal proveniente ou escoado para o leito de cheia. É necessário algum cuidado na determinação do ângulo do escoamento sobre o pilar.
- Pilares localizados perto das margens do rio em zonas de grande curvatura. O ângulo de ataque do escoamento ao pilar pode ser bastante diferente do esperado porque poderão

ocorrer importantes fenómenos de reflexão do escoamento na margem. Em geral, as velocidades são maiores e a capacidade de transporte sedimentar superior.

- Possibilidade de junção de cavidades de erosão local. Após sucessivos eventos de cheia e de escavação dos fundos do rio as cavidades de erosão em redor dos pilares podem fundir-se, formando uma única fossa de erosão. Isto deve-se à expansão lateral das cavidades ao longo do tempo. Com o aumento da profundidade e do ângulo formado pelos taludes ocorrem deslizamentos sucessivos, que conduzem ao aumento das suas dimensões em planta. Desta forma, as cavidades acabam por se intersectar e fundir. Este fenómeno pode provocar o desenvolvimento de erosões significativas em locais não previstos, potenciando o risco de rotura da estrutura.

Na Figura 2.12 é possível observar um esquema do aumento da profundidade de erosão num dos pilares da ponte devido à sua proximidade com o encontro da ponte.

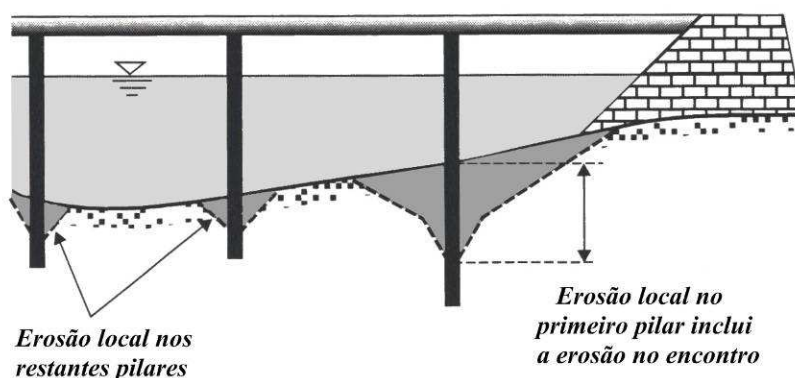


Figura 2.12 – Profundidade de erosão local num pilar próximo de um encontro de uma ponte (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

A Figura 2.13 ilustra uma situação em que várias fossas de erosão em redor de pilares registadas ao fim de vários anos acabaram por se unir, dando origem a uma única cavidade com uma configuração complexa. É possível observar os anteriores limites de cada uma das cavidades. Esta figura é uma reconstrução tridimensional dos fundos do Rio Douro em redor dos Pilares 2, 3 e 4, com base nos levantamentos batimétricos efectuados após a queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em Março de 2001, em Entre-os-Rios. Constitui um bom exemplo de ilustração deste tipo de fenómenos.

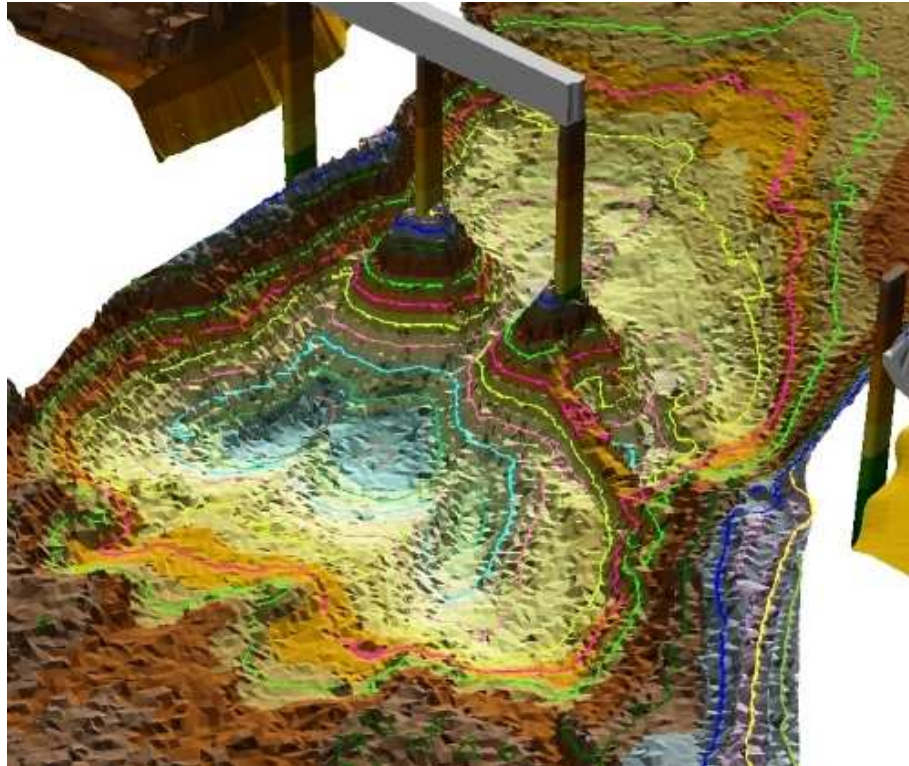


Figura 2.13 – Junção de várias cavidades de erosão em pilares.
Esquema tridimensional da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro,
após a sua rotura, em Março de 2001 (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

2.5. ESCALAS DE ANÁLISE DOS PROCESSOS DE EROSÃO FLUVIAL.

Os diferentes processos de erosão descritos anteriormente ocorrem com diferentes escalas no tempo e no espaço, devido à interacção entre vários elementos como o escoamento, as suas fronteiras e a estrutura da ponte, quando existe. Por este motivo, é conveniente estabelecer a área de estudo consoante o tipo de erosão considerado. Por exemplo, a capacidade drenante para a linha de água da bacia hidrográfica é importante no estudo do assoreamento e/ou desassoreamento, mas não é relevante no estudo da erosão local num pilar de ponte. Também, é importante que o contrário não aconteça (MELVILLE E COLEMAN 2000). Ao estudar um determinado processo de erosão a escala adoptada não deve reduzir em demasia a secção de estudo porque pode conduzir à alteração das suas condições de fronteira.

Em MELVILLE E COLEMAN 2000 é sugerido a abordagem proposta pelos investigadores Parola et al., em 1996. É possível decompor o estudo dos fenómenos de erosão fluvial em cinco escalas diferentes, tais como:

- escala da bacia hidrográfica;
- escala do rio;
- escala alargada de interferência da ponte;
- escala reduzida de interferência da ponte;
- escala da estrutura da ponte.

À medida que a escala espacial diminui há, também, um decréscimo da escala temporal. Esta metodologia em cascata, consoante o tipo de erosão em estudo, considera a análise desde as características hidrológicas da bacia hidrográfica a montante da ponte até ao estudo do escoamento tridimensional em redor de um pilar. O grande objectivo é garantir que o estudo realizado tem em conta todos os fenómenos intervenientes, tanto a nível espacial como temporal (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Apesar de constituir uma boa metodologia para o engenheiro nem sempre pode ser aplicada. Por exemplo, a falta de elementos sobre o local ou a inexistência de métodos de avaliação válidos, são algumas das dificuldades que podem inviabilizar a aplicação deste método (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.5.1. ESCALA DA BACIA HIDROGRÁFICA.

Esta escala de análise compreende toda a bacia hidrográfica a montante do local de estudo. É importante na determinação dos hidrogramas de cheia e da produção de sedimentos que afluem à linha de água. Permite o estudo da evolução geomorfológica do sistema fluvial (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A escala temporal pode variar desde um evento de cheia ou vários eventos de cheia pouco espaçados no tempo até à vida útil da ponte. O escoamento é estudado a uma dimensão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.5.2. ESCALA DO RIO.

O principal objectivo da análise a esta escala é o estudo de alterações geomorfológicas como a migração do leito e ciclos de assoreamento e desassoreamento dos leitos principal e de cheia, que possam conduzir a erosão geral a longo prazo na secção da ponte. Permite encontrar valores do caudal e da quantidade de sedimentos que alimentam o rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É recomendado que se estenda por uma extensão de cerca de vinte vezes a largura do seu vale, tanto para montante como para jusante. A variação temporal é semelhante à referida na escala anterior. A avaliação segundo a dimensão principal do escoamento é suficiente (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.5.3. ESCALA ALARGADA DE INTERFERÊNCIA DA PONTE.

Os objectivos consistem na determinação dos níveis da superfície livre a montante da secção da ponte para aplicação no estudo da erosão e na avaliação da erosão geral a curto prazo, incluindo a erosão lateral ou das margens. Os efeitos da localização da ponte numa curva devem ser considerados a esta escala (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É recomendado que se considere uma extensão de análise de cerca de três vezes a largura do leito para montante e para jusante da ponte. A jusante pode estender-se até ao primeiro ponto de controlo do escoamento dado que interrompe a interferência nas elevações da superfície livre. A escala temporal abrange um ou vários eventos de cheia pouco espaçados no tempo. O estudo pode resumir-se à direcção principal do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.5.4. ESCALA REDUZIDA DE INTERFERÊNCIA DA PONTE.

O objectivo principal a atingir na análise a esta escala é a determinação das profundidades de erosão por contracção lateral do escoamento e a avaliação dos parâmetros para o cálculo da erosão local na ponte. O campo espacial deve ser estendido até onde existe interferência da estrutura da ponte no perfil de velocidades do escoamento, tanto para montante como para jusante. A escala temporal deve consistir num evento de cheia ou numa sucessão de cheias (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É conveniente realizar um estudo mais aprofundado sobre as distribuições de caudal no leito de cheia e no leito principal do rio, acumulação de detritos e correntes secundárias do escoamento. É frequente o recurso a relações empíricas e o estudo em modelo físico ou numérico. Ao contrário das várias escalas atrás apresentadas, é necessário realizar um estudo segundo as duas direcções horizontais do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.5.5. ESCALA DA ESTRUTURA DA PONTE.

O estudo e estimativa da profundidade das cavidades de erosão local em pilares e encontros da ponte é realizado a esta escala. O escoamento é predominantemente tridimensional e é afectado por fenómenos relevantes de turbulência. A modelação numérica é, hoje em dia, ainda relativamente deficiente a este nível pelo que os métodos mais usados consistem na aplicação de expressões semi-empíricas e o estudo em modelo reduzido (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É necessário ter em conta a rugosidade das fronteiras do escoamento, as características do transporte dos sedimentos do material do fundo e fenómenos como o desenvolvimento de camadas de protecção. A escala temporal resume-se a um único evento de cheia (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.6. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA DE UM DADO MATERIAL DO LEITO DO RIO.

A determinação da *Velocidade Crítica*, U_c , é um passo importante e incontornável no estudo da erosão ao longo de um rio ou num pilar implantado num rio. A *Velocidade Crítica* é aproximadamente equivalente à noção de *Velocidade Competente* de um dado material, que representa a velocidade média (podendo incluir uma margem de segurança) para a qual o escoamento não provoca a erosão desse material. Em termos práticos é feita a avaliação da *Velocidade Crítica* de início de movimento de um dado material. A abordagem de cálculo difere consoante os sedimentos sejam uniformes ou tenham uma distribuição granulométrica extensa (MELVILLE E COLEMAN 2000).

2.6.1. SEDIMENTOS UNIFORMES.

Existem vários métodos na literatura para a determinação da velocidade média do escoamento que conduz ao movimento generalizado do material do leito. O critério mais utilizado é o *Critério de Shields*, desenvolvido em 1936, pelo que será apresentado neste subcapítulo. Contudo, podem ser considerados outros critérios como o de Hjulstrom (CARDOSO 1998).

Shields desenvolveu uma forma de cálculo através de um diagrama que relaciona dois parâmetros adimensionais, X e Y . O primeiro, X , representa o número de Reynolds das partículas definido através da velocidade de atrito junto ao fundo, e o segundo, Y , é designado por parâmetro de Shields e tem em conta a tensão entre os sedimentos e o escoamento.

As Equações 2.1 a 2.6 apresentam algumas relações entre as grandezas relevantes conhecidas, como a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , a tensão tangencial provocada pelo escoamento, τ , a densidade do material de fundo, s , o peso volúmico do material sólido submerso, γ'_s , e os parâmetros já descritos, X e Y (CARDOSO 1998).

$$u_* = \sqrt{g \cdot h \cdot J} \quad (2.1)$$

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot J \quad (2.2)$$

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.3)$$

$$\gamma'_s = g \cdot (\rho_s - \rho) \quad (2.4)$$

$$X = \text{Re} = \frac{u_* \cdot D}{\nu} \quad (2.5)$$

$$Y = \frac{\rho \cdot u_*^2}{\gamma'_s \cdot D} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (2.6)$$

Nas expressões anteriores g representa a aceleração da gravidade, h é a altura do escoamento, J indica a perda de carga por unidade de comprimento, γ é o peso volúmico da água, ρ_s representa a massa volúmica dos sedimentos e D é o diâmetro característico do material do fundo.

No caso dos sedimentos uniformes o tamanho, D , pode ser definido pelo diâmetro mediano da mistura, D_{50} .

Definindo as grandezas adimensionais tendo em conta os valores para a situação de início de movimento das partículas ou valores críticos, Shields construiu um diagrama que é apresentado na Figura 2.14. As curvas, desenvolvidas experimentalmente, representam a função $Y_{cr} = \varphi(X_{cr})$, cujos parâmetros são apresentados nas Equações 2.7 e 2.8 (CARDOSO 1998).

$$X_{cr} = \frac{u_{*c} \cdot D}{\nu} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \cdot \frac{D}{\nu} \quad (2.7)$$

$$Y_{cr} = \frac{\rho \cdot u_{*c}^2}{\gamma'_s \cdot D} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (2.8)$$

Nas expressões anteriores Y_{cr} representa o valor do parâmetro de Shields correspondente ao início do movimento, X_{cr} é número de Reynolds associado ao início do movimento das partículas, ν é a

viscosidade cinemática da água e τ_c representa a tensão tangencial crítica de início de movimento de sedimentos.

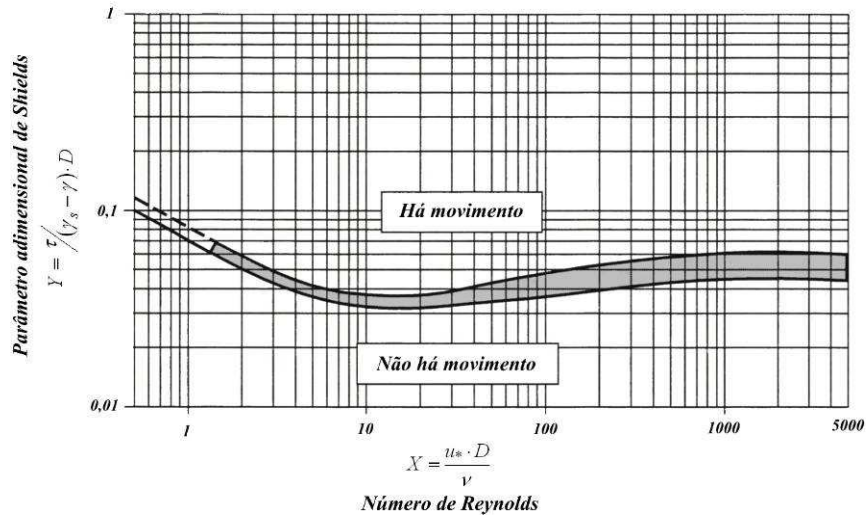


Figura 2.14 – *Diagrama de Shields* para a caracterização do movimento incipiente dos sedimentos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

O *Diagrama de Shields* divide-se em três regiões consoante as condições do escoamento: a correspondente ao escoamento laminar, para $X_{cr} \leq 2$; a região em que ocorre o escoamento de transição, para $2 < X_{cr} \leq 70$; e a região em que o escoamento é turbulento, para $X_{cr} > 70$. Estes valores são definidos com bastante ambiguidade pelo que, facilmente, outros autores poderão fornecer intervalos diferentes. O valor mínimo de Y_{cr} é da ordem de 0,03-0,04 e é atingido para $X_{cr} \approx 10$. Para escoamentos turbulentos o parâmetro adimensional de Shields é constante e toma valores de cerca de 0,06 (CARDOSO 1998).

A partir do conhecimento do diâmetro e da massa volúmica do material e da massa volúmica e viscosidade cinemática da água é possível determinar o valor da tensão de arrastamento crítica, τ_c . Dado que esta grandeza intervém nos dois eixos do diagrama de Shields é necessário realizar um cálculo iterativo (CARDOSO 1998).

Por outro lado, se o valor obtido de X e Y , para as condições do escoamento real, corresponder a um ponto situado na zona do gráfico acima das curvas figuradas, o escoamento ocorre com transporte sólido generalizado. Se esse ponto estiver situado na zona inferior do diagrama, o escoamento faz-se sem transporte sólido proveniente de montante. Estes dois conceitos são descritos com maior pormenor ao longo do Capítulo 3 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

De modo a obter a velocidade média do escoamento que induz o movimento generalizado do material do fundo vários autores propuseram expressões que constituem uma aproximação ao *Diagrama de Shields*. De modo a evitar o processo iterativo inerente à aplicação do diagrama, já que a tensão crítica entra na definição de X_{cr} e Y_{cr} , pode adoptar-se a simplificação de cálculo proposta pelos investigadores neo-zelandeses MELVILLE E COLEMAN 2000, que é o seguinte:

- para areias de quartzo com uma densidade aproximada de 2,65 e uma temperatura da água de cerca de 20°C, u_{*c} pode ser directamente calculada a partir de D_{50} ;

$$u_{*c} = 0,0115 + 0,0125 \cdot D_{50}^{1,4} \quad 0,1 < D_{50} (mm) < 1,0 \quad (2.9)$$

$$u_{*c} = 0,0305 \cdot \sqrt{D_{50}} - \frac{0,0065}{D_{50}} \quad 1,0 < D_{50} (mm) < 100 \quad (2.10)$$

- U_c será determinada através da distribuição logaritmica de velocidades, para escoamentos turbulentos desenvolvidos.

$$\frac{U_c}{u_{*c}} = 5,75 \cdot \log \left(5,53 \cdot \frac{h}{D_{50}} \right) \quad (2.11)$$

Alternativamente, pode considerar-se a relação empírica proposta por Neill, em 1968, para determinação da velocidade média crítica:

$$U_c = 1,41 \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D_{50}} \cdot \left(\frac{h}{D_{50}} \right)^{1/6} \quad (2.12)$$

Como últimas considerações ao procedimento baseado no *Diagrama de Shields*, apesar de ser bastante utilizado, poderá referir-se que existem alguns aspectos que lhe são menos favoráveis, tais como:

- considera somente tensões críticas médias e não tem em conta os valores instantâneos, que também exercem um papel fundamental no início do movimento;
- não considera directamente o efeito da sustentação hidrodinâmica;
- não existe consenso acerca do valor de Y_{cr} para o escoamento turbulento rugoso e qual o limite inferior de X_{cr} que caracteriza este tipo de escoamento (CARDOSO 1998).

2.6.2. SEDIMENTOS NÃO UNIFORMES.

No caso de o material do fundo não ser composto por sedimentos uniformes o processo é ligeiramente diferente, ainda que siga a marcha de cálculo proposta no subcapítulo anterior. Através das alterações introduzidas é possível determinar a velocidade média do escoamento associada à máxima profundidade de erosão, U_a . De notar que para materiais não uniformes o tamanho representativo é definido pelo diâmetro mediano da camada de protecção que se forma com os sedimentos de maiores dimensões, D_{50a} , e pelo desvio padrão associado à distribuição granulométrica, σ_D . Nos subcapítulos 3.2.1. e 3.2.7 é feita uma descrição da formação, do desenvolvimento e da rotura da camada de protecção atrás indicada (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para os casos em que $\sigma_D > 1,3$, pode adoptar-se o seguinte procedimento com base no já descrito anteriormente:

- calcular o valor de D_{50a} ;

$$D_{50a} = \frac{D_{máx}}{1,8} \quad (2.13)$$

- para areias de quartzo com uma densidade aproximada de 2,65 e uma temperatura da água de cerca de 20°C, determina-se u_{*ca} a partir de D_{50a} ;

$$u_{*ca} = 0,0115 + 0,0125 \cdot D_{50a}^{1,4} \quad 0,1 < D_{50a} (mm) < 1,0 \quad (2.14)$$

$$u_{*ca} = 0,0305 \cdot \sqrt{D_{50a}} - \frac{0,0065}{D_{50a}} \quad 1,0 < D_{50a} (mm) < 100 \quad (2.15)$$

- determinação de U_{ca} ;

$$\frac{U_{ca}}{u_{*ca}} = 5,75 \cdot \log \left(5,53 \cdot \frac{h}{D_{50a}} \right) \quad (2.16)$$

- cálculo da velocidade que conduz à maior profundidade de erosão, U_a , através da recomendação de MELVILLE E COLEMAN 2000:

$$U_a = 0,8 \cdot U_{ca} \quad (2.17)$$

A Equação 2.12, proposta por Neill para sedimentos uniformes, pode também, segundo o autor, ser aplicada a materiais não uniformes. Para isso deve adoptar-se o valor de D_{80} como representativo da mistura em vez de D_{50} , tal como é apresentado na Equação 2.18 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$U_a = 1,41 \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D_{80}} \cdot \left(\frac{h}{D_{80}} \right)^{1/6} \quad (2.18)$$

3

PARÂMETROS FÍSICOS RELEVANTES (GEOMÉTRICOS, HIDRÁULICOS E MORFOLÓGICOS) PARA O PROCESSO EROSIVO.

3.1. ANÁLISE DIMENSIONAL DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS NO PROCESSO EROSIVO.

A avaliação do processo erosivo em torno de um obstáculo, tal como pilares ou encontros de pontes, envolve um elevado número de variáveis independentes. Essas variáveis são:

- variáveis referentes ao escoamento de aproximação:
 - altura média, h_{med} ;
 - perda de carga unitária, J ;
 - aceleração da gravidade, g ;
- variáveis características do fluido:
 - massa volúmica, ρ ;
 - viscosidade cinemática, ν ;
- variáveis relativas ao material do fundo:
 - diâmetro mediano, D_{50} ;
 - coeficiente de graduação da curva granulométrica, σ_D ;
 - massa volúmica, ρ_s ;
- variáveis características do obstáculo:
 - comprimento de um obstáculo, L , ou do diâmetro de um pilar cilíndrico, D_p ;
 - ângulo entre o alinhamento do obstáculo e a margem situada a jusante, θ ;
 - coeficiente de forma do obstáculo, K_f ;

- variáveis referentes à geometria do canal:
 - largura da superfície livre da secção transversal, B ;
 - declive do fundo, i ;
 - coeficiente de forma da secção transversal, K_g ;
- tempo, t (COUTO E CARDOSO 2001a).

A profundidade máxima de erosão local em redor de obstáculo, $d_{s,máx}$, ao longo do tempo, é dada pela Equação 3.1, que tem como base todos os factores descritos anteriormente.

$$d_{s,máx}(t) = \varphi(h_{méd}, J, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, \rho_s, L, \theta, K_f, B, i, K_g, t), \quad (3.1)$$

em que o parâmetro φ designa uma função genérica e, como já foi referido, a variável pode representar o comprimento de um encontro ou o diâmetro de um pilar (COUTO E CARDOSO 2001a).

Algumas simplificações podem ser feitas para que o estudo seja mais fácil. Em escoamentos uniformes a perda de carga unitária pode ser substituída pelo declive do leito do rio, $J = i$, e em canais rectangulares muito largos, o raio hidráulico é aproximadamente igual à altura do escoamento, $R_h \approx h_{méd}$. Desta forma, a velocidade de atrito junto ao fundo, u_* , pode ser expressa pela relação $u_* = (g \cdot h_{méd} \cdot J)^{0.5}$, que por sua vez é igual a $u_* = (g \cdot h_{méd} \cdot i)^{0.5}$. A densidade do material que constitui o leito do rio é dada pela expressão $s = \rho_s / \rho$ (COUTO E CARDOSO 2001a).

Tendo isto em consideração, a Equação 3.1 pode ser transformada na Equação 3.2.

$$d_{s,máx}(t) = \varphi(h_{méd}, u_*, g, \rho, \nu, D_{50}, \sigma_D, s, L, \theta, K_f, B, K_g, t) \quad (3.2)$$

Com base em considerações através da análise dimensional é possível escrever a Equação 3.2 da seguinte forma

$$\frac{d_{s,máx}(t)}{L} = \varphi\left(\frac{u_*^2}{(s-1) \cdot g \cdot L}; \frac{u_* \cdot L}{\nu}; \frac{h_{méd}}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_* \cdot t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta\right), \quad (3.3)$$

em que K_θ é o parâmetro adimensional que traduz a influência do ângulo de ataque do escoamento de aproximação, θ , em relação ao obstáculo (COUTO E CARDOSO 2001a).

A experiência acumulada ao longo de vários anos de estudo por vários autores sugere a utilização do comprimento característico dos sedimentos, D_{50} , em substituição de L , nos dois primeiros parâmetros do segundo membro da Equação 3.3 (COUTO E CARDOSO 2001a). Desta forma, tem-se que

$$\frac{d_{s,m\acute{a}x}(t)}{L} = \varphi \left(\frac{u_*^2}{(s-1) \cdot g \cdot D_{50}}; \frac{u_* \cdot D_{50}}{\nu}; \frac{h_{m\acute{e}d}}{L}; \frac{B}{L}; \frac{L}{D_{50}}; \frac{u_* \cdot t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_g; K_\theta \right) \quad (3.4)$$

Tratando-se do estudo de pilares o comprimento do obstáculo, L , pode ser substituído pela sua dimensão transversal ao escoamento, b . Também, o coeficiente que tem em conta a forma da secção transversal do escoamento de aproximação, K_g , pode ser desprezado, desde que os valores da altura do escoamento e da velocidade sejam representativos das condições a que o pilar está sujeito (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os parâmetros $[(s-1) \cdot g \cdot D_{50}]$ e $(u_* \cdot D_{50})$ são os parâmetros da *Curva de Shields* utilizada para definir o início do movimento do material do fundo de um canal. Através do referido por Breusers et al., em 1977, o efeito destes dois factores pode ser expresso através da relação u_* / u_{*c} . A variável u_{*c} representa o valor crítico, associado ao início de movimento, de u_* (COUTO E CARDOSO 2001a).

Na Equação 3.5 é apresentada a análise efectuada tendo em conta todas as considerações tomadas até este ponto.

$$\frac{d_{s,m\acute{a}x}(t)}{b} = \varphi \left(\frac{u_*}{u_{*c}}; \frac{h_{m\acute{e}d}}{b}; \frac{B}{b}; \frac{b}{D_{50}}; \frac{u_* \cdot t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_\theta \right) \quad (3.5)$$

O parâmetro representado pelo quociente entre u_* e u_{*c} é muitas vezes substituído pela relação U / U_c , dado que tem bastantes vantagens do ponto de vista prático. U , representa a velocidade média do escoamento e U_c corresponde ao valor crítico ou de início de movimento. Esta substituição é praticamente exacta em escoamentos completamente desenvolvidos sobre fundos planos rugosos, tanto em condições com transporte sólido generalizado como em condições em que este não se verifica (COUTO E CARDOSO 2001a).

O aspecto final da análise dimensional dos factores que influenciam o fenómeno da erosão local num pilar de uma ponte, para uma situação geral, é apresentado na Equação 3.6.

$$\frac{d_{s,m\acute{a}x}(t)}{b} = \varphi \left(\frac{U}{U_c}; \frac{h_{m\acute{e}d}}{b}; \frac{B}{b}; \frac{b}{D_{50}}; \frac{u_* \cdot t}{\nu}; \sigma_D; s; K_f; K_\theta \right), \quad (3.6)$$

em que, U / U_c representa o efeito da velocidade média do escoamento; $h_{m\acute{e}d} / b$ traduz o efeito da relação entre a altura média do escoamento e a largura do pilar; B / b tem em conta a relação entre a largura do escoamento e a largura do pilar; b / D_{50} mostra a influência da granulometria do fundo no processo de erosão; $u_* \cdot t / \nu$ representa o efeito do tempo cinemático no desenvolvimento da cavidade de erosão; σ_D introduz o efeito da distribuição granulométrica do material do fundo do rio; s é a densidade desse material; K_f é um coeficiente que considera a forma da fundação do pilar; K_θ tem em conta o ângulo formado pelo eixo do pilar e o escoamento de aproximação (COUTO E CARDOSO 2001a).

3.2. ESTUDO DOS PARÂMETROS RESULTANTES DA ANÁLISE DIMENSIONAL.

3.2.1. EFEITO DA INTENSIDADE DO ESCOAMENTO.

A erosão local em torno de um pilar implantado num rio pode ocorrer em condições *com transporte sólido generalizado* ou *sem transporte sólido generalizado*. Esta avaliação é importante dado que os mecanismos de desenvolvimento da cavidade de erosão são ligeiramente distintos (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Vários autores estudaram a variação da profundidade de erosão em pilares cilíndricos em função da velocidade do escoamento de aproximação. Na Figura 3.1 é possível observar essa variação em função da relação entre a velocidade média do escoamento, U , e a velocidade crítica de início de movimento do material sólido, U_c , sugerida por Raudkivi e Ettema, em 1983 (FAEL 2007).

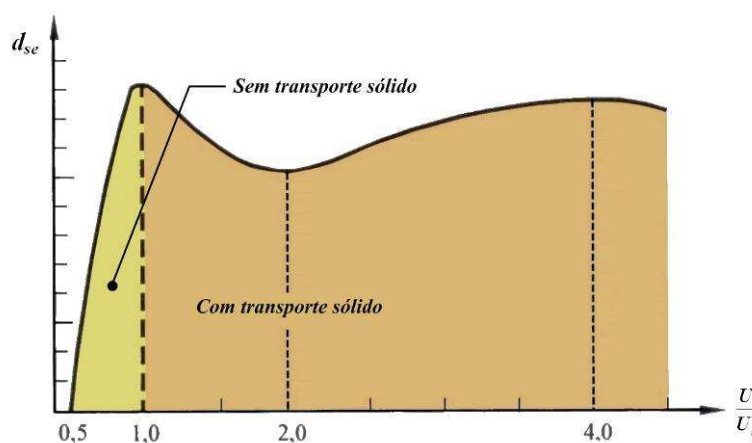


Figura 3.1 – Variação típica da profundidade de erosão em função de U/U_c , para sedimentos uniformes (adaptado de FAEL 2007).

No caso de pilares cilíndricos fundados em material uniforme e de acordo com o referido por Hanco, em 1971, quando a velocidade média do escoamento atinge um valor de cerca de metade do valor da velocidade crítica de início de arrastamento de um dado material, $U \approx 0,5 U_c$, geram-se tensões tangenciais que provocam o movimento de algumas partículas e iniciam o processo erosivo. À medida que a velocidade vai aumentando são movimentados mais sedimentos pelo escoamento de aproximação, a montante do pilar, até que quando a velocidade média iguala a velocidade crítica, $U \approx U_c$, todas as partículas são arrastadas, originando a deformação do fundo do rio de acordo com as configurações já apresentadas, especialmente sobre a forma de dunas. Neste momento o processo de erosão desenvolve-se em condições com transporte sólido generalizado e a profundidade da cavidade de erosão é máxima (COUTO E CARDOSO 2001b).

Com o aumento da velocidade ocorre a passagem sucessiva das configurações do fundo pela cavidade de erosão e a afluência de quantidades significativas de material sólido. Os vórtices de ferradura e de esteira não são capazes de o remover até à chegada de uma nova configuração do fundo. Deste modo, a profundidade da cavidade existente diminui até atingir um valor mínimo para uma velocidade média de, aproximadamente, $U \approx 2,0 U_c$. Até o escoamento atingir uma velocidade média de cerca de quatro vezes a velocidade crítica, $2,0 < U_c < 4,0$, as configurações do fundo tendem a diminuir o seu

comprimento de onda e a sua altura. Desta forma, chegam cada vez menores volumes de material sólido e os vórtices de esteira e de ferradura têm mais tempo para remover os sedimentos. A profundidade de erosão aumenta e quando $U \approx 4,0 U_c$ verifica-se um novo máximo da ordem de grandeza do valor registado para $U \approx U_c$ (COUTO E CARDOSO 2001b).

Para velocidades superiores formam-se, geralmente, antidunas e a profundidade da cavidade de erosão tende a diminuir (COUTO E CARDOSO 2001b).

No caso de sedimentos não uniformes, para velocidades inferiores à velocidade crítica de início de movimento das partículas desse material, U_{ca} , ocorre um transporte selectivo das partículas mais finas. Para velocidades inferiores, apesar de a cavidade de erosão aumentar, o seu desenvolvimento está limitado devido à formação de uma camada de protecção pelos sedimentos de maiores dimensões, que impedem o arrastamento de algumas partículas.

Quando a velocidade média do escoamento de aproximação atinge a velocidade crítica do material do fundo, $U \approx U_{ca}$, a camada de protecção é quebrada e as partículas de maiores dimensões entram em movimento. Deste modo, todas as partículas são arrastadas para jusante e a cavidade de erosão aumenta de profundidade até atingir o seu valor máximo para $U \approx U_a$, sendo a última a velocidade média do escoamento associada à máxima profundidade de erosão em leitos constituídos por material não uniforme. O valor de U_a é superior ao valor de U_c , associado a sedimentos uniformes. Dos vários estudos feitos sobre este fenómeno foi possível construir um gráfico, apresentado na Figura 3.2, que traduz o comportamento dos fundos em função da relação entre U / U_c (MELVILLE E COLEMAN 2000, COUTO E CARDOSO 2001b).

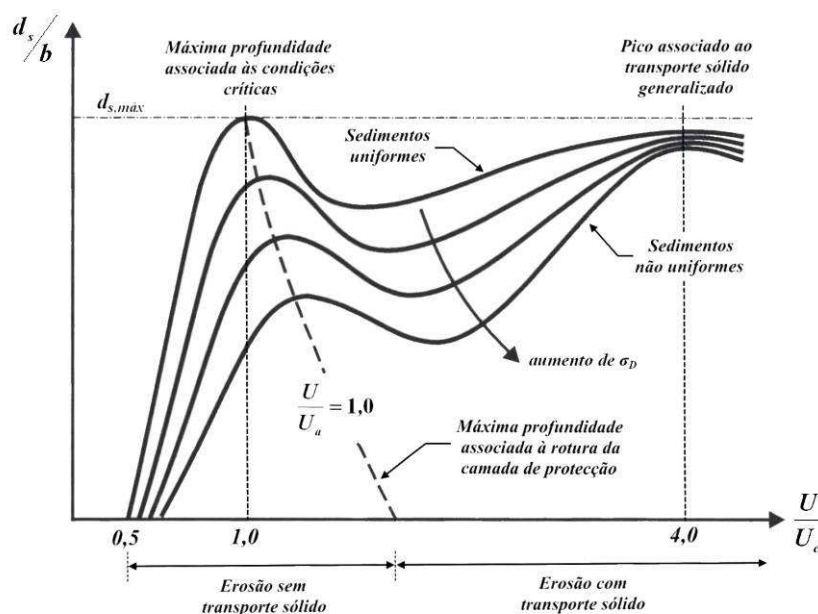


Figura 3.2 – Variação da profundidade de erosão em função de U / U_c , considerando sedimentos não uniformes. Comparação com sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

3.2.2. EFEITO DO TEMPO CINEMÁTICO.

O efeito do tempo cinemático no desenvolvimento do processo de erosão é um dos principais factores a ter em conta. Para que a profundidade máxima de erosão junto de um pilar seja atingida não é suficiente que se verifiquem as condições do escoamento que, teoricamente, produzam uma cavidade com essa profundidade. É necessário, também, que estas se mantenham durante um determinado tempo dado que o processo erosivo não é instantâneo. Desta forma, o tempo cinemático, que está associado aos fenómenos do movimento, desempenha um papel activo e de grande importância no desenvolvimento da cavidade de erosão. Como está relacionado com a velocidade do escoamento de aproximação ao pilar pelo que é importante analisar a interacção dos dois efeitos no estabelecimento da cavidade de erosão.

Para valores muito baixos da velocidade média do escoamento não há transporte de sedimentos e o escoamento pode ser considerado de fundos fixos. Quando a velocidade média atinge cerca de metade do valor da velocidade crítica para o material de fundo o processo erosivo inicia-se e, à medida que a velocidade aumenta, este desenvolve-se completamente (COUTO E CARDOSO 2001a).

Na fase inicial do processo, a profundidade da cavidade de erosão aumenta de forma rápida. Nas zonas em que a inclinação dos seus taludes é superior ao ângulo de repouso do material ocorre o deslizamento de quantidades consideráveis de sedimentos que, agora é possível transportar para jusante. À medida que o processo se desenrola no tempo os limites da cavidade de erosão vão-se alargando, tanto para montante como para as zonas laterais. Todo o material que é transportado para jusante, por arrastamento ou em suspensão, deposita-se nas proximidades do talude de jusante. Desta forma, a própria cavidade vai crescendo e sendo empurrada para jusante (COUTO E CARDOSO 2001a).

Todo este processo tende para uma situação de equilíbrio e para um valor assintótico da profundidade de erosão, denominada por profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão, d_{se} . Considera-se que o equilíbrio é atingido quando a quantidade de sedimentos que afluí à cavidade de erosão é igual à quantidade que sai. Assim, a profundidade atinge o seu valor máximo (COUTO E CARDOSO 2001a).

O tempo que é necessário para que o equilíbrio seja atingido é diferente consoante exista ou não transporte sólido generalizado. Na Figura 3.3 é possível observar a evolução temporal da profundidade de erosão em cada uma das condições e verificar que se desenvolvem de forma ligeiramente diferente (FAEL 2007). Também, é visível que a profundidade de equilíbrio atingida, d_{se} , em condições sem transporte sólido generalizado é maior do que quando existe esse transporte. Essa diferença é de cerca de 10% (ALABI 2006).

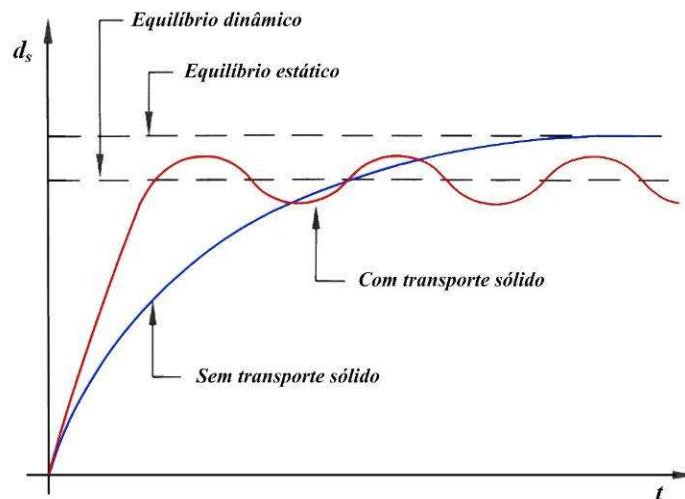


Figura 3.3 – Evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (adaptado de COUTO E CARDOSO 2001a).

Quando não existe transporte sólido generalizado o processo desenrola-se de uma forma mais lenta. A progressão da cavidade de erosão provoca uma diminuição das velocidades e das tensões tangenciais no seu interior, fazendo com que sejam removidas quantidades de material cada vez menores. A uma determinada altura o transporte cessa e o processo atinge o seu equilíbrio. Nestas condições, o equilíbrio denomina-se por equilíbrio estático (COUTO E CARDOSO 2001a).

Quando existe transporte sólido generalizado ocorre a alimentação da cavidade pelos sedimentos de montante e a remoção e transporte de material da cavidade para jusante. Na fase inicial, devido às baixas velocidades, a quantidade de material proveniente de montante é inferior à removida, pelo que a profundidade da cavidade de erosão cresce. Com o aumento da velocidade, a alimentação de sedimentos é maior e torna-se mais difícil a sua remoção para jusante, pelo que o equilíbrio é rapidamente atingido. Contudo, devido aos fenómenos apresentados no subcapítulo 3.2.1, há uma oscilação periódica ao longo do tempo a partir de $U \approx U_c$. Logo, considera-se a existência de um valor máximo e de um valor médio que traduzem a situação real. Estas oscilações resultam do movimento periódico do transporte sólido de montante e traduzem a passagem de configurações do fundo aluvionar (COUTO E CARDOSO 2001a).

Independentemente do processo de erosão se desenrolar com ou sem transporte sólido generalizado é possível considerar a existência de três trechos distintos nas curvas da Figura 3.3. Estas fases são as seguintes (COUTO E CARDOSO 2001a):

- Fase inicial – a profundidade de erosão junto ao pilar aumenta de forma rápida.
- Fase principal – verifica-se um aumento da profundidade da cavidade de erosão e uma expansão em planta. O ritmo é menos intenso do que na primeira fase.
- Fase de equilíbrio – a cavidade de erosão deixa praticamente de evoluir.

Na Figura 3.4 é possível visualizar as três fases descritas através da mudança da inclinação das curvas. A representação de d_s é em função do logaritmo do tempo, $\log(t)$ (COUTO E CARDOSO 2001a).

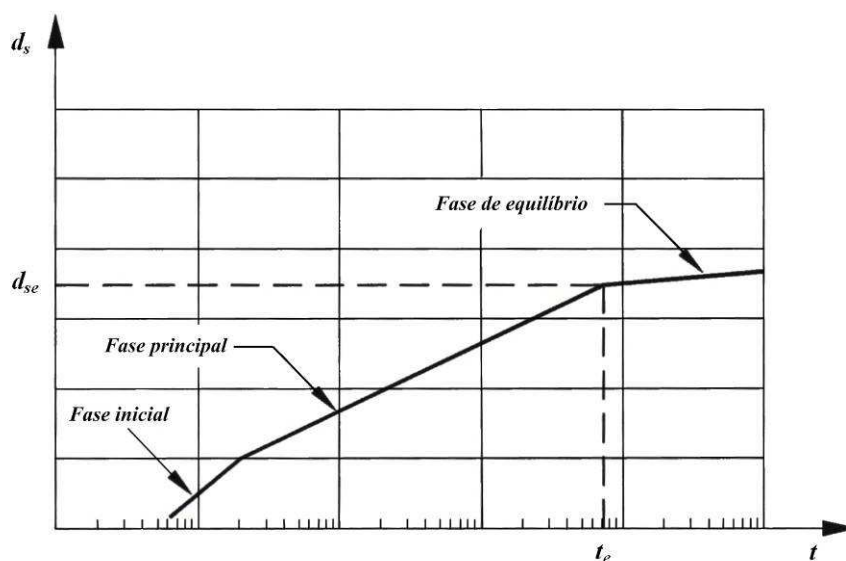


Figura 3.4 – Representação das três fases do processo erosivo em torno de um pilar (FAEL 2007).

Como se pode verificar pela análise da Figura 3.3, é durante um evento de cheia que, em geral, se registam as maiores profundidades de erosão junto aos pilares, dado que as condições de transporte sólido generalizado são mais rapidamente atingidas. Contudo, em cenários de escoamentos de menor caudal mas de grande duração, sobretudo quando as condições estão próximas das condições críticas, é plausível admitir que ocorram, também, erosões locais significativas (COUTO E CARDOSO 2001a).

A forma do hidrograma de cheia é igualmente importante no desenvolvimento da cavidade de erosão. Após a ocorrência do pico de cheia, se a curva descendente do hidrograma for bastante prolongada o escoamento pode ocorrer em condições sem transporte sólido generalizado próximas das condições críticas. Assim, é possível que a profundidade de erosão aumente em relação ao valor associado ao pico de cheia (MELVILLE E COLEMAN 2000). Contudo, na maioria das vezes, ocorre um preenchimento da cavidade de erosão devido à perda de intensidade do escoamento e as profundidades medidas são menores do que as estimadas (COUTO E CARDOSO 2001b).

No desenvolvimento do processo de erosão há uma interação estreita entre a velocidade do escoamento e o tempo durante o qual essas condições se mantêm. Por exemplo, escoamentos de igual intensidade que actuem durante intervalos de tempo distintos vão gerar profundidades de erosão diferentes. Na Figura 3.5 é apresentado um gráfico tridimensional que evidencia a relação entre as três grandezas, d_s , U e t , para sedimentos uniformes caracterizados por $D_{50} > 0,6$ mm..

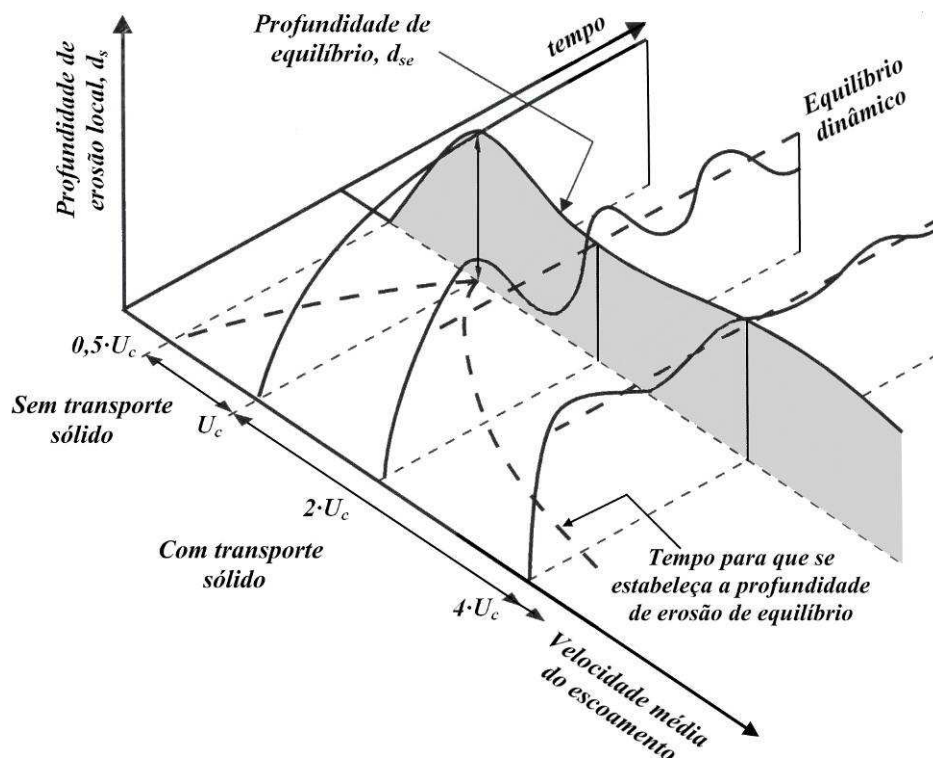


Figura 3.5 – Representação tridimensional qualitativa da variação de d_s com U e t , para sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

3.2.3. EFEITO DO TEMPO FISIAGRÁFICO.

O tempo fisiográfico é um dos principais factores associados ao desenvolvimento do processo de erosão e corresponde à escala temporal adequada para a análise da evolução morfológica dos fundos do rio ao longo do tempo, por interacção da água com os sedimentos. Esta evolução decorre ao longo de vários anos e é caracterizada, na maioria das vezes, por ciclos de erosão e deposição de material sedimentar no leito.

A escala dos tempos fisiográficos é bastante mais vasta do que a escala dos tempos cinemáticos. Enquanto que a última está associada a um único evento de cheia a primeira está relacionada, muitas vezes, com o período de vida útil da estrutura ou com uma ordem de grandeza semelhante. Ou seja, o fenómeno de erosão a que um pilar de uma ponte está sujeito deve ser estudado para um período de tempo mais alargado e não apenas considerando um único evento de cheia, de modo a considerar o tempo necessário para que ocorram as alterações morfológicas.

Após a construção de uma ponte sobre um rio a sua infra-estrutura está sujeita a cheias relativamente periódicas que vão provocar uma alteração dos fundos. A ocorrência da primeira cheia induz a formação de uma cavidade de erosão em redor dos pilares. Após a redução dos caudais que atravessam a secção da ponte verifica-se a deposição de material sedimentar que volta a preencher parcialmente a cavidade. Como, em geral, os eventos de cheia são espaçados no tempo, os fundos do rio apresentam alguma capacidade de recuperação e há uma subida do nível geral do leito. Contudo, esta recuperação

difícilmente será total e o rio, de uma forma mais ou menos lenta, é erodido, com especial relevo nas zonas em redor de obstáculos, como os pilares e os encontros.

Em determinados anos hidrológicos mais severos podem ocorrer eventos de cheia menos espaçados no tempo e a recuperação do sistema morfológico do rio torna-se mais lenta. Desta forma, o leito não consegue encontrar uma nova situação de equilíbrio estável e o processo de erosão desenvolve-se de uma forma mais rápida, podendo registar-se profundidades de erosão significativas. Este fenómeno prende-se com o *efeito de persistência* dos caudais elevados em episódios de cheia que não permitem um restabelecimento do material do fundo. É necessário ter em conta que a profundidade das cavidades de erosão e o desassoreamento do leito do rio registados em eventos de cheia pouco espaçados no tempo podem ser superiores ao registados durante um cenário de cheia associado a um período de retorno muito elevado, em que o valor máximo do caudal é bastante superior.

Um exemplo prático que permite ilustrar o que foi dito no parágrafo anterior é o caso da queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, em Março de 2001. A ponte construída nos finais do século XIX sofreu várias cheias ao longo da sua vida. Os caudais registados no ano hidrológico de 2000/2001 não foram os maiores que atravessaram a secção da ponte durante a sua vida útil. Como se pode observar na Figura 3.6, apesar de o caudal máximo ser bastante elevado, não é o maior em comparação com outros anos. Pode concluir-se que uma análise que se restrinja unicamente à aplicação do valor do caudal máximo previsto para a secção da ponte, pode conduzir a uma subestimação das profundidades de erosão.

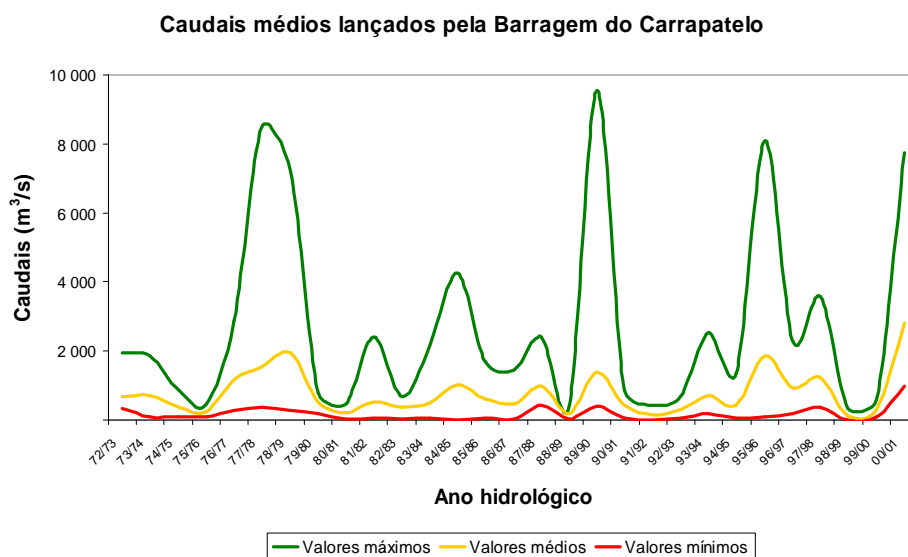


Figura 3.6 – Caudais lançados pela Barragem do Carrapatelo desde 1972/1973 até 2000/2001, no Rio Douro, situada a montante da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

À data da queda da ponte o Rio Douro registava a sua quinta cheia, desde Dezembro de 2000. Ou seja, a presença de caudais elevados num período de tempo bastante curto conduziram ao contínuo processo de erosão, sem que houvesse uma recuperação do material do leito. Isto, teve um efeito muito gravoso

sobre um dos pilares que, apesar de ter suportado caudais de cerca de $11000 \text{ m}^3/\text{s}$ no início do mês de Janeiro, atingiu a rotura para um caudal da ordem dos $8000 \text{ m}^3/\text{s}$.

O caso da queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro é objecto de um estudo detalhado no Capítulo 6. Contudo, constitui um excelente exemplo que permite comprovar que a interacção entre o fluido e o material sólido do fundo decorre numa escala temporal superior à escala cinemática, e que o seu efeito deve ser considerado na previsão das profundidades de erosão.

Por tudo o que foi referido anteriormente, a capacidade de previsão e quantificação da profundidade de erosão a longo prazo em pilares de pontes torna-se bastante complexa. Esta complexidade revela-se através de duas formas. Por um lado, a necessidade de quantificar as acções sobre os fundos e de definir as condições de fronteira do rio como, por exemplo, o nível do leito ou os caudais de cheia. Por outro, a existência de ferramentas de cálculo que permitam obter resultados válidos e que incorporem todos os factores que interfiram no desenvolvimento do processo erosivo. Por exemplo, a definição do valor de caudal ou dos caudais a considerar no estudo, a posição do leito do rio em relação à estrutura, a capacidade de restabelecimento morfológica do rio e o efeito da persistência são algumas das incertezas envolvidas na análise destes fenómenos.

A maioria das ferramentas de cálculo existentes e das várias metodologias aplicadas na vida prática não consideram esta escala temporal e negligenciam o efeito que a sucessão de cheias exerce na modelação dos fundos do rio. Logo, pode concluir-se que existe um elevado grau de incerteza nas estimativas a longo prazo, e que deve ser considerado nos estudos efectuados.

3.2.4. EFEITO DA LARGURA DO ESCOAMENTO E DA LARGURA DO PILAR.

Este efeito, que relaciona a largura do escoamento e a largura da secção do pilar, traduz a maior ou menor capacidade de erosão por contracção lateral do escoamento. Dado que se está a desenvolver a análise da erosão local em redor de um pilar e como, na maioria dos casos, estes não provocam erosão por contracção de uma forma significativa, este efeito será desprezado e não considerado (COUTO E CARDOSO 2001b). Contudo, nos casos em que a estrutura global da ponte provoque uma contracção significativa ao escoamento, este efeito deve ser considerado.

3.2.5. EFEITO DA PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO E DA LARGURA DO PILAR.

A profundidade do escoamento e a largura do pilar são dois factores que interferem na formação e no desenvolvimento da cavidade de erosão. A análise a efectuar deverá ter em conta a relação entre os dois parâmetros visto que existe uma dependência entre ambos, no estabelecimento da cavidade de erosão verificada em estudos realizados ao longo do tempo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

MELVILLE E COLEMAN 2000 dividem o processo de erosão em classes que são função do quociente entre a largura do pilar e a profundidade do escoamento. Esta divisão, que é apresentada no Quadro 3.1, foi feita com base em medições realizadas por vários investigadores e apresentadas, em forma de gráfico, no Anexo B.

Quadro 3.1 – Classificação do processo de erosão local em função da altura do escoamento e da largura do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Classe do pilar	b / h	Dependência da profundidade de erosão
Estreito	$b / h < 0,7$	b
Intermédio	$0,7 < b / h < 5$	$(b \cdot h)^{0,5}$
Largo	$b / h > 5$	h

Para escoamentos profundos ou pilares estreitos a força do vórtice em ferradura e do escoamento descendente está relacionada com a largura do pilar. Logo, devido ao mecanismo de formação da cavidade de erosão a sua profundidade de erosão é dependente da dimensão do pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para escoamentos pouco profundos ou pilares largos a profundidade de erosão torna-se independente da largura do pilar. Num estudo realizado num pilar vertical do tipo parede, que apresenta uma largura significativa, verificou-se a existência de uma zona, na linha de simetria do elemento, em que o escoamento é muito lento, não produzindo qualquer actividade de erosão. Neste pilar formaram-se duas zonas erodidas nas extremidades sendo que a zona central foi menos afectada. Os autores concluíram que a profundidade da cavidade de erosão é, neste caso, função, apenas, da altura do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para escoamentos ou pilares intermédios a profundidade de erosão é influenciada pela altura do escoamento quando o vórtice em ferradura é afectado pela superfície de enrolamento. Em princípio, não havendo interferência entre os dois, o processo de erosão é independente da profundidade do escoamento. À medida que a altura do escoamento diminui, a superfície de enrolamento assume um papel mais dominante e a profundidade de erosão torna-se dependente da profundidade. Desta forma, dado que o vórtice em ferradura tem menor poder erosivo, a profundidade de erosão é, em geral, menor do que em escoamentos profundos (MELVILLE E COLEMAN 2000).

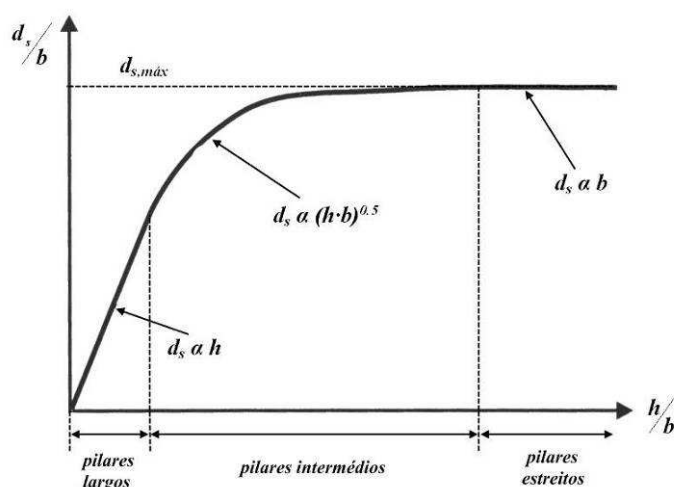


Figura 3.7 – Variação qualitativa da profundidade de erosão em função da altura do escoamento e da largura do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 3.7 é apresentada uma variação qualitativa da profundidade de erosão em função dos dois parâmetros, tendo em conta os vários processos anteriormente descritos.

3.2.6. EFEITO DO TAMANHO DOS SEDIMENTOS DO LEITO DO RIO.

A relação entre o tamanho dos sedimentos e a largura do pilar é um dos factores que exerce influência sobre a formação e desenvolvimento da cavidade de erosão. Nos rios em que o leito é constituído por sedimentos uniformes a profundidade de erosão local não é afectada pela existência de material de grandes dimensões, excepto se essas partículas forem consideravelmente grandes. Estudos realizados em laboratório mostraram que a profundidade de erosão não é afectada para relações de $b / D_{50} > 50$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 3.8 é possível observar a variação da profundidade de erosão local em função da relação entre a largura do pilar e o tamanho médio dos sedimentos. Este gráfico tem como base o trabalho desenvolvido por vários autores ao longo do tempo como Ettema, Chiew e Dongol (MELVILLE E COLEMAN 2000).

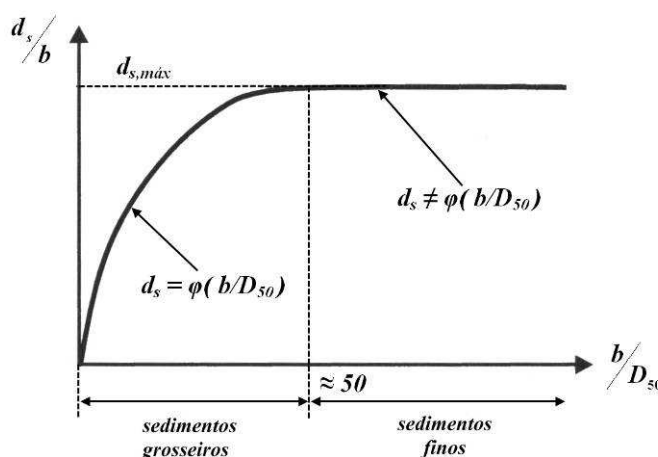


Figura 3.8 – Variação qualitativa da profundidade de erosão local em função do tamanho dos sedimentos (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Ettema, no seu trabalho de 1980, refere que no caso em que a largura do pilar é relativamente próxima do tamanho médio dos sedimentos, a dimensão destes é grande relativamente ao tamanho da cavidade de erosão e provocam uma dissipação da energia do escoamento nos seus poros. Desta forma, o escoamento perde capacidade de transporte dos sedimentos e o desenvolvimento do processo de erosão é impedido. Para relações de $b / D_{50} < 8$, a erosão apenas se verifica, então, na zona lateral do pilar, pois as partículas são demasiado grandes em relação ao pilar e não ocorre movimento de material sólido (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Será ainda de referir que, para material do fundo com $D_{50} < 0,6-0,7$ mm ocorre a formação de rugas para valores de velocidade média do escoamento inferiores à velocidade crítica, visto que os sedimentos são demasiado finos. Desta forma, estes sedimentos alimentam a cavidade de erosão provocando uma diminuição da profundidade, em condições sem transporte sólido generalizado (COUTO E CARDOSO 2001b).

3.2.7. EFEITO DA NÃO UNIFORMIDADE DOS SEDIMENTOS DO LEITO DO RIO.

Para além do tamanho médio dos sedimentos que constituem o leito do rio é necessário considerar a não uniformidade deste material, dado que as partículas maiores podem desenvolver camadas de protecção, alterando o processo de desenvolvimento da cavidade de erosão. Este fenómeno foi já referido no subcapítulo 3.2.1, dado que foi necessário distinguir entre a velocidade crítica que provoca o movimento generalizado em sedimentos uniformes e não uniformes. Melville e Coleman apresentaram um gráfico que traduz a variação da profundidade de erosão em função da intensidade do escoamento, dado por U / U_c , e da distribuição granulométrica dos sedimentos. Esta relação é representada na Figura 3.9 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

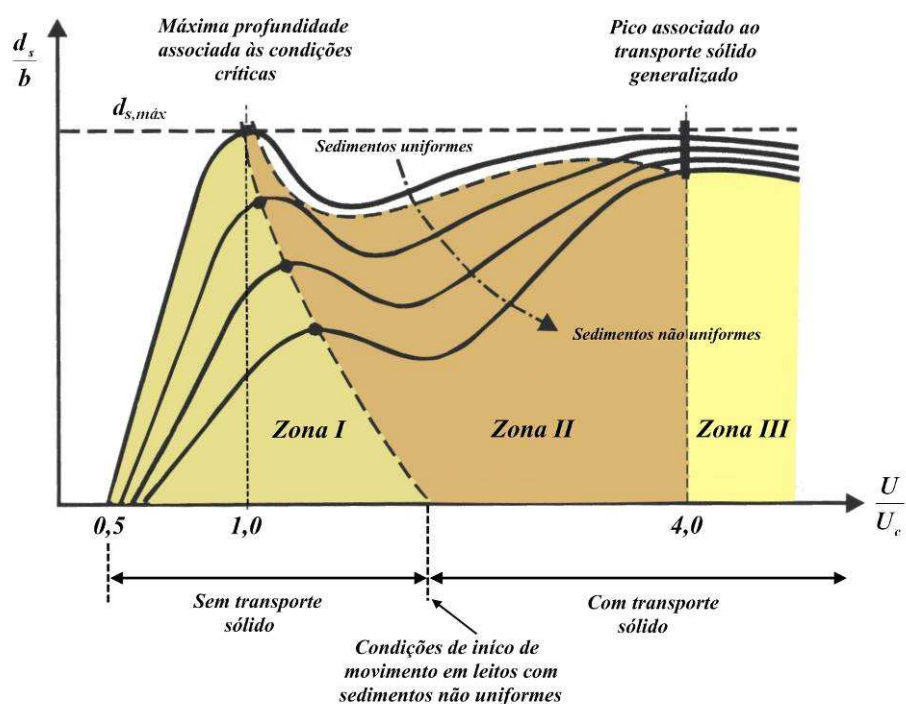


Figura 3.9 – Variação qualitativa da profundidade de erosão local considerando a não uniformidade dos sedimentos que constituem o leito de um rio (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Através da análise da Figura 3.9 pode concluir-se que, para sedimentos não uniformes e para velocidades do escoamento próximas da velocidade crítica, $U \approx U_c$, ocorre a formação de uma camada de protecção na zona de aproximação, a montante do pilar, e na base da cavidade de erosão. Logo, a profundidade de erosão diminui de forma significativa em relação ao cenário de sedimentos uniformes, sendo essa redução tanto maior quanto maior for a distribuição granulométrica do material (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para $U \approx 4 \cdot U_c$ a camada de protecção é desfeita devido à elevada intensidade do escoamento e há um movimento global das partículas do fundo do rio. Neste caso a influência da não uniformidade dos sedimentos é praticamente nula. Entre estes dois cenários, o comportamento é semelhante aos anteriores e ocorre a transição entre os dois pontos (MELVILLE E COLEMAN 2000).

3.2.8. EFEITO DA DENSIDADE DO MATERIAL DO FUNDO DO RIO.

A densidade do material que constitui o leito do rio é um dos factores que influenciam o desenvolvimento da cavidade de erosão. Porém, devido aos poucos estudos desenvolvidos neste campo, não existe um grau de certeza satisfatório acerca do efeito deste parâmetro.

Em COUTO E CARDOSO 2001b é referido que, em geral, o ritmo de escavação e a sua profundidade crescem com a diminuição da densidade do material. Contudo, as conclusões apresentadas em FAEL 2007, após a realização de ensaios experimentais para análise deste factor no processo de erosão, mostram que, ao contrário do que seria de esperar, as profundidades de erosão tendem a diminuir com a diminuição da densidade do material do fundo.

Na maioria dos casos estudados os fundos são compostos por areias, gravilhas ou material rochoso de densidade semelhante. A formulação das expressões semi-empíricas tem como base, em geral, sedimentos com esta densidade pelo que, nestes casos, o erro obtido poderá não ser muito grande. Contudo, nas situações em que existam diferenças significativas na densidade do material do fundo as estimativas poderão fornecer resultados que não traduzem as condições verificadas no terreno.

A densidade do material que constitui o fundo do rio é importante na modelação física para estudo do seu efeito na formação e desenvolvimento da cavidade de erosão. É necessário estabelecer correctamente uma relação entre as escalas geométricas do modelo e as erosões localizadas. Desta forma, nos casos em que o material adoptado para o modelo tem uma densidade diferente da densidade da areia, é necessário dispor de uma equação capaz de prever a profundidade de erosão local, tendo em conta este efeito (COUTO E CARDOSO 2001b).

Pelo que foi dito no terceiro parágrafo, este efeito não será aqui desenvolvido dado que, na maioria dos casos estudados, não afecta a profundidade de erosão estimada.

3.2.9. EFEITO DA ORIENTAÇÃO DO PILAR COM O ESCOAMENTO.

A profundidade de erosão é bastante influenciada pela orientação do escoamento com o pilar, com a excepção dos pilares cilíndricos, dado que as suas dimensões não variam ao longo do seu perímetro. À medida que o grau, θ , formado pelo escoamento de aproximação e pelo eixo do pilar, aumenta, a profundidade de erosão também aumenta, dado que a superfície que é normal ao escoamento é maior (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Vários estudos foram realizados ao longo do tempo e em 1956, Laursen e Toch, propuseram um gráfico que relaciona a profundidade de erosão em função de um parâmetro que relaciona o ângulo de orientação do pilar com o escoamento, K_θ . Este coeficiente relaciona a profundidade de erosão para um dado valor de orientação em relação à profundidade de um pilar alinhado com o escoamento. Este estudo teve como base pilares rectangulares, mas pode ser usado com algum cuidado para outras formas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Após algumas correcções ao gráfico apresentado por Laursen e Toch, em 1956, foi proposto um novo gráfico que é representado na Figura 3.10. É importante observar que os valores da profundidade de erosão em torno de um pilar podem ser significativamente amplificados nas situações em que não existe um alinhamento com o escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

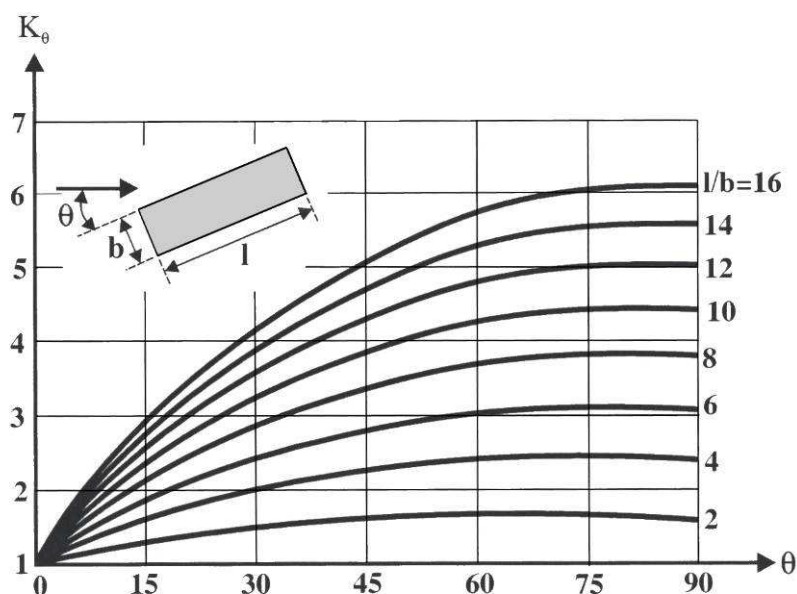


Figura 3.10 – Variação da profundidade de erosão local num pilar em função do seu alinhamento com o escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O ângulo formado entre o eixo do pilar e o escoamento pode sofrer alterações significativas em situações de cheia, sobretudo em pontes localizadas a jusante de confluências e curvas, em rios com barras e em rios com meandros. De forma a salvaguardar os efeitos da mudança do alinhamento do escoamento, MELVILLE E COLEMAN 2000 recomendam o uso de pilares cilíndricos e pilares com baixa relação entre o seu comprimento e a sua largura.

3.2.10. EFEITO DA FORMA DO PILAR E DA SUA FUNDAÇÃO.

A forma adoptada para a constituição dos pilares de uma ponte e dos seus elementos de fundação de exerce influência sobre a profundidade de erosão local. Isto advém do modo como os obstáculos alteram as linhas de corrente. Nos casos em que esta perturbação é grande, como nas situações em que as formas são muito bruscas ocorrem, em geral, cavidades de erosão de maior profundidade em comparação com elementos de formas mais suaves (COUTO E CARDOSO 2001b).

Na Figura 3.11 são apresentadas algumas das formas de pilares e dos seus elementos de fundação mais utilizadas na construção de pontes. Existem algumas formas que não estão incluídas nesta apresentação devido ao seu carácter muito particular.

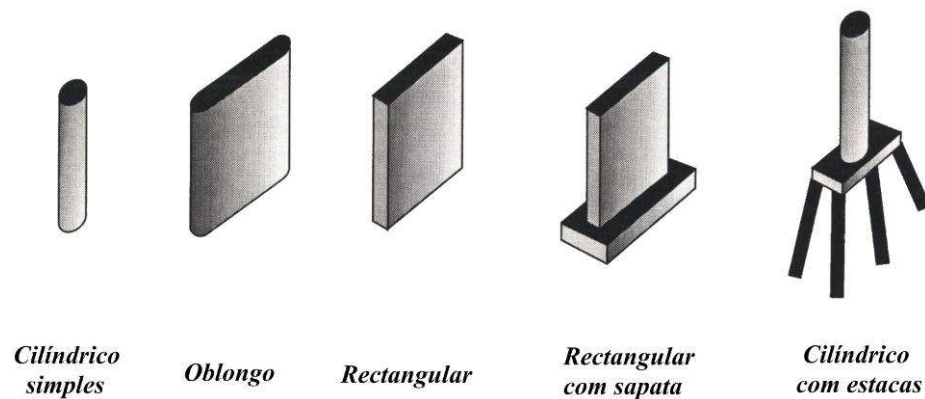


Figura 3.11 – Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

A influência provocada pela forma do pilar é traduzida por um coeficiente de forma, K_f . Este coeficiente traduz a relação entre a profundidade de erosão verificada no pilar em estudo comparativamente com a profundidade existente num pilar com uma forma padrão, mantendo todas as outras variáveis inalteradas (COUTO E CARDOSO 2001b). A forma padrão é a forma cilíndrica simples (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na prática, o valor adoptado para estes coeficientes apenas deve ser usado quando o escoamento está aproximadamente alinhado com o eixo do pilar. Nos casos em que tal não acontece o efeito provocado pela forma da fundação pode ser desprezado em detrimento do efeito da sua orientação (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Nesta análise é necessário diferenciar entre pilares uniformes, ou seja, pilares que mantêm as suas características geométricas ao longo do seu comprimento, e pilares não uniformes. Estes últimos, mais comuns, são fundados em sapatas, em estacas ou em caixões (poços) (MELVILLE E COLEMAN 2000). Na Figura 3.12 é possível observar esquemas dos vários tipos de pilares não uniformes.

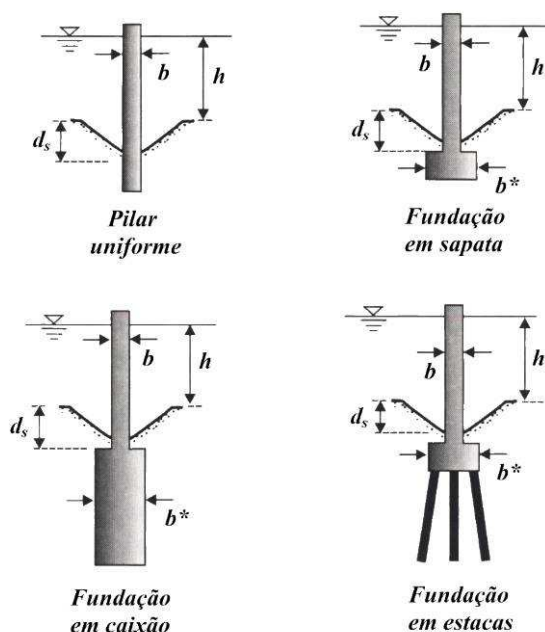


Figura 3.12 – Exemplos de pilares não uniformes e comparação com um pilar uniforme (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

A forma dos pilares afecta a profundidade de erosão em seu redor. Nos casos em que o pilar está fundado num elemento de maiores dimensões o efeito pode ser benéfico se a fundação estiver completamente abaixo do nível geral do leito, devido à intercepção do escoamento descendente. Contudo, no caso em que o topo do elemento de fundação, como o caixão, a sapata ou o maciço de encabeçamento, atinge o nível do leito ou até o ultrapassa o efeito pode ser contrário ao desejado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No caso dos pilares não uniformes podem existir várias situações consoante a posição relativa entre a zona de maiores dimensões que fornece apoio ao pilar, a posição do leito do rio e a superfície livre do escoamento. Melville e Coleman estabelecem cinco casos de erosão local que são possíveis de ocorrer. Estes são apresentados em seguida (MELVILLE E COLEMAN 2000).

- Caso I – o topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se abaixo da base da cavidade de erosão. A profundidade de erosão não é afectada pelo elemento de maiores dimensões.
- Caso II – o topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima da base da cavidade de erosão mas a um nível inferior à cota geral do leito. A profundidade de erosão é, geralmente, reduzida devido à intercepção do escoamento descendente pelo elemento de fundação.
- Caso III – o topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima do nível geral do leito do rio. Neste caso a profundidade tanto pode ser reduzida como aumentada em relação à situação padrão. No caso de o elemento de

fundação ser um caixão ou um maciço de encabeçamento verificar-se-á um aumento da profundidade de erosão.

- Caso IV – o topo da sapata, do maciço de encabeçamento ou do caixão de fundação encontra-se acima do nível da superfície livre do escoamento. Este caso representa a máxima profundidade de erosão para o conjunto formado entre o pilar e o elemento de fundação. Contudo, no caso do pilar estar fundado em estacas, isto poderá não se verificar.
- Caso V – as estacas nas quais o pilar está fundado estão acima do nível da superfície livre do escoamento. O investigador Hannah, em 1978, indicou que a profundidade máxima de erosão que se verifica nesta situação é função da dimensão do grupo de estacas, medida na face de montante.

Na Figura 3.13 é apresentada uma representação gráfica dos quatro primeiros casos atrás descritos.

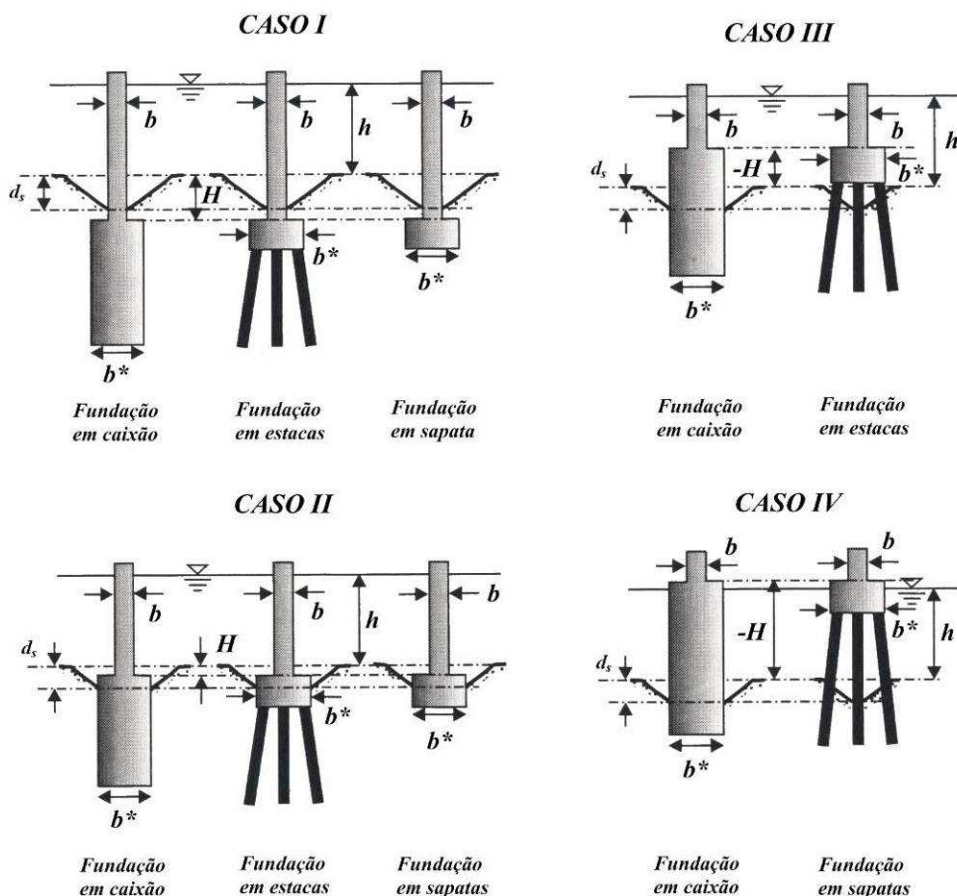


Figura 3.13 – Representação de quatro casos particulares de pilares não uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 3.14 é apresentada uma variação qualitativa da profundidade de erosão nos quatro primeiros casos descritos anteriormente, o que permite uma compreensão maior da influência da posição do elemento de fundação na profundidade de erosão. De acordo com o descrito para o Caso III, é importante referir que foi considerado que nesta situação ocorre um aumento da profundidade de erosão local em comparação com profundidade produzida por um pilar uniforme. A altura expressa pela variável H representa a altura entre a cota geral do fundo do rio e o topo da sapata, do caixão ou do maciço de encabeçamento, e toma valores positivos quando o elemento está enterrado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

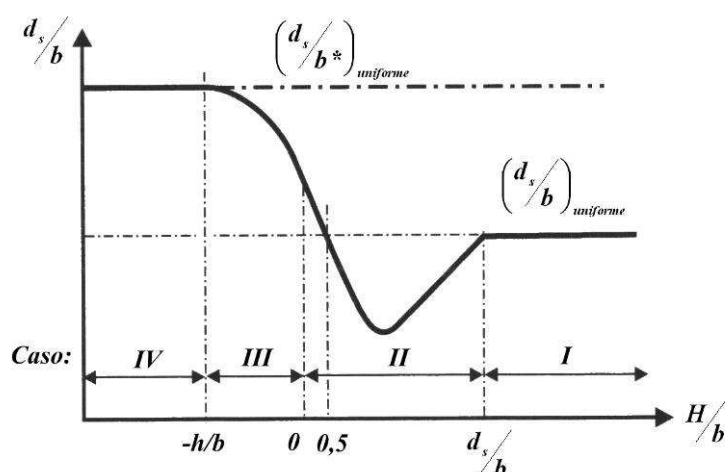


Figura 3.14 – Variação qualitativa da profundidade de erosão com a posição relativa do elemento de fundação do pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

3.2.11. EFEITO DO NÚMERO DE FROUDE.

Muitas das fórmulas de cálculo ao dispor do engenheiro têm como base a modelação física, como é o caso de diversas expressões de natureza semi-empírica. Desta forma, para que as estimativas fornecidas pelas expressões de cálculo traduzam com relativa confiança a situação real é necessário que o modelo respeite determinadas condições.

O número de Froude, Fr , é um parâmetro adimensional que permite relacionar as forças de inércia e as forças de gravidade, num elemento sujeito a forças hidrodinâmicas.

Ao nível da modelação física, Ettema et al., em 1998, referem que a profundidade de erosão varia linearmente com a largura do pilar, apenas se houver uma similitude geométrica quase completa entre o pilar, o escoamento e o material do leito. Se esta condição não se verificar, a consideração de linearidade pode conduzir a resultados demasiado conservativos, que poderão nunca se verificar no terreno (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os mesmos investigadores referem, com base no trabalho realizado, que a profundidade de erosão pode aumentar com o aumento do número de Froude. O quadrado deste parâmetro adimensional permite a descrição dos gradientes de energia do escoamento em redor do pilar. Pode ser adoptado para expressar a relação entre a pressão do escoamento e a largura do pilar. É importante que, na

modelação física destes fenómenos, o campo de pressões seja mantido o mais próximo da situação real. Logo, é conveniente que a relação entre as pressões e as dimensões dos elementos da ponte no modelo seja igual à verificada no protótipo, para que haja concordância entre as duas situações (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os estudos levados a cabo por estes investigadores não permitiram a quantificação da influência do número de Froude na profundidade de erosão num pilar. Contudo, tudo aponta para que exista um “tecto” para a profundidade de erosão em pilares circulares, de cerca de $2,4 \cdot D_p$. Desta forma, este efeito parece não aumentar a profundidade de erosão quando é influenciada pelos outros factores, pelo que poderá ser desprezado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

3.3. UMA NOVA CONSIDERAÇÃO: A SEMELHANÇA NA TURBULÊNCIA.

No estudo do fenómeno da erosão local num pilar, como já referido anteriormente, recorre-se frequentemente ao estudo em modelo reduzido. Da análise dimensional resultaram alguns parâmetros adimensionais que influenciam este processo e que são considerados em várias expressões analíticas que permitem a quantificação da profundidade de erosão. Contudo, na aplicação das expressões em casos reais é frequente fornecerem valores incorrectos que são, na maioria das vezes, superiores aos verificados.

Ettema et al., no trabalho realizado em 2006, propõem como possível explicação para este facto a deficiente semelhança de turbulência de larga escala gerada pela interacção do escoamento com o pilar. Na simulação hidráulica deste fenómeno existem três escalas de comprimento distintas: a escala dos diâmetros dos sedimentos, a escala das alturas do escoamento e a escala das velocidades do escoamento. A diferença existente entre estas três escalas leva a erros de semelhança quando as dimensões dos três elementos varia substancialmente, porque afectam o processo de geração da turbulência. Assim, a formação e o desenvolvimento dos vórtices que provocam a erosão dos fundos é diferente em modelo reduzido e no protótipo, conduzindo a erros significativos nas estimativas (ETTEMA ET AL. 2006).

Os investigadores estudaram a influência de dois parâmetros adimensionais que traduzem a semelhança hidráulica da frequência de formação dos vórtices de esteira, $\rho \cdot U \cdot D_p / \mu$, e a semelhança da energia desses mesmos vórtices, $U^2 / g \cdot D_p$. O último factor está relacionado com a capacidade de os sedimentos serem levantados e arrastados para jusante. Um aumento da energia destas estruturas turbulentas resulta num acréscimo de sedimentos mobilizados (ETTEMA ET AL. 2006).

A descrição da estrutura do processo de erosão por aqueles investigadores é semelhante à apresentada no subcapítulo 2.3. Os mesmos concluíram, após vários ensaios realizados, que tanto a frequência como a energia dos vórtices de esteira aumenta com a diminuição do tamanho do diâmetro do pilar. Assim, uma das possíveis causas para as sobrestimativas obtidas com a aplicação das expressões analíticas reside na falta de semelhança hidráulica da turbulência, devido aos pilares de pequenas dimensões utilizados em laboratório. Com a aplicação a elementos de maiores dimensões, como os pilares reais das pontes, a turbulência gerada é menor fazendo com que a capacidade de remoção dos sedimentos diminua e a profundidade de erosão decresça. Como as equações existentes não têm este factor em conta os resultados obtidos são superiores aos verificados no terreno. Na Figura 3.15 são apresentados os valores obtidos nos ensaios realizados, em forma de gráfico (ETTEMA ET AL. 2006).

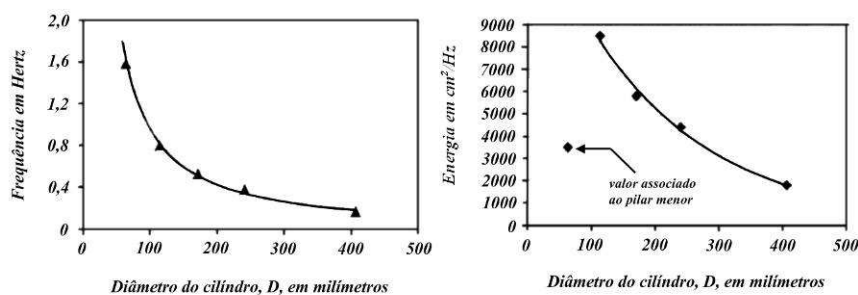


Figura 3.15 – Frequência e energia dos vórtices de esteira nos pilares ensaiados (adaptado de ETTEMA ET AL. 2006).

Como resultado do estudo foi proposto um coeficiente de ajuste que pode ser aplicado às equações existentes, com o objectivo de corrigir a falta de semelhança das estruturas turbulentas do escoamento. Ettema et al. propõem o coeficiente K_w , que tem em conta os efeitos de escala das estruturas de turbulência do escoamento, tendo como diâmetro base, D_{p0} , um cilindro de 400 mm. O coeficiente K_w é indicado na Equação 3.7 (ETTEMA ET AL. 2006).

$$K_w = 0,95 \cdot \left(\frac{D_{p0}}{D_p} \right)^{-0,26} \quad (3.7)$$

Esta expressão foi obtida em condições sem transporte sólido generalizado mas os investigadores referem que o seu uso pode ser alargado para condições com transporte sólido. Também, apenas sugerem a aplicação da Equação 3.7 para valores de $1,0 \leq D_{p0}/D_p \leq 6,25$. Esta gama de valores corresponde aos valores ensaiados no estudo realizado (ETTEMA ET AL. 2006).

Apesar do contributo importante deste estudo para o aumento da fiabilidade das estimativas da profundidade de erosão obtidas através de expressões analíticas semi-empíricas, optou-se por apresentar este parâmetro num subcapítulo diferente dos restantes. De facto, encontrando-se esta nova abordagem em fase inicial de exploração, pensa-se que serão necessários mais estudos que permitam alargar o seu campo de aplicação, de modo a ser possível incluí-la, de forma sistemática, na metodologia para o cálculo da erosão tradicionalmente requerida.

4

IDENTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE PREVISÃO DA OCORRÊNCIA E DE QUANTIFICAÇÃO DOS FENÓMENOS. POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES.

4.1. EXPRESSÕES SEMI-EMPÍRICAS.

4.1.1. EROSÃO GERAL.

4.1.1.1. Assoreamento e desassoreamento.

Para a quantificação da subida ou descida geral do nível do leito de um rio existem algumas expressões assentes em várias teorias do movimento de partículas no meio hídrico. A avaliação do desassoreamento do leito de um rio é importante na quantificação da profundidade de erosão junto a um pilar porque pode agravá-la ou alterar as condições do escoamento.

No Quadro 4.1 apresentam-se de algumas destas equações acompanhadas das suas condições de aplicação. É muito importante que o engenheiro conheça essas condições para que o resultado obtido tenha validade e permita acautelar futuros problemas para a estrutura. A grandeza representada por $h_{s,méd}$ representa a altura do escoamento após o desenvolvimento do processo de erosão. É medida em relação ao nível da superfície livre correspondente ao caudal de cálculo considerado.

Dado que a quantificação deste tipo de erosão não é o objecto principal deste trabalho, apenas é feita uma apresentação de forma simplificada através do Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Expressões para a avaliação do assoreamento e desassoreamento do leito de um rio.

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Richardson e Davis (1995)	Extrapolação linear de registos existentes.	Tem como base a extrapolção de medições. Os autores sugerem a extrapolção linear para determinar alterações num horizonte de 100 anos. Também indicam a modelação numérica do transporte de sedimentos para esta avaliação (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Johnson e Simon (1995)	$E = a \cdot t^b$ (4.1)	Tem como base a extrapolção de medições. Aplica-se a sistemas fluviais não perturbados durante o período de análise. E (m) representa a subida do nível do leito do rio, a e b são coeficientes e t é considerado em anos (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Simon (1995)	$\frac{E}{E_0} = a + b \cdot e^{-kt}$ (4.2)	Tem como base a extrapolção de medições. Tem aplicação em situações de assoreamento e desassoreamento. O parâmetro E_0 representa o nível do leito do rio no início do estudo e k é o coeficiente de regressão que indica a taxa de mudança no nível do leito por unidade de tempo. O tempo, t , é inserido em anos (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Lacey (1930)	$h_{s,méd} = 0,47 \cdot \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3}$ (4.3)	Tem como base as fórmulas de regime. Neill indica que esta expressão tem aplicação em rios com leito de material aluvionar, em especial solos de areia, em que não haja nenhuma contracção ao escoamento. O parâmetro f é dado por $f = 1,76 \cdot \sqrt{D_m}$, com D_m em milímetros. $h_{s,méd}$ (m) representa a profundidade média do escoamento após o processo de erosão. O caudal, Q , é em m ³ /s (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Para $0,06 < D_{50} (mm) \leq 2$,		
Blench (1969)	$h_{s,méd} = 1,20 \cdot \left[\frac{q^{2/3}}{D_{50}^{1/6}} \right]$ (4.4)	Tem como base as fórmulas de regime. A Equação 4.4 tem aplicação satisfatória em rios com caudal constante de sedimentos e em que a relação entre a largura e a profundidade da água é superior a 5, e esta última superior a 0,4 m. A Equação 4.5 foi formulada para sedimentos com $s = 2,65$ e é indicada para rios largos com leito de gravilha. q é expresso na unidade m ³ /s/m e D_{50} em milímetros (MELVILLE E COLEMAN 2000).
	Para $D_{50} > 2mm$, $h_{s,méd} = 1,23 \cdot \left[\frac{q^{2/3}}{D_{50}^{1/6}} \right]$ (5.5)	

Quadro 4.1 – Expressões para a avaliação do assoreamento e desassoreamento do leito de um rio (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Maza Alvarez e Echavarria Alfaro (1973)	$h_{s,méd} = 0,365 \cdot \left(\frac{Q^{0,784}}{B^{0,784} \cdot D_{50}^{0,157}} \right) \quad (4.6)$	<p>Tem como base o conceito de velocidade competente e de forças de arrastamento. Estas expressões foram desenvolvidas com base em dados recolhidos em pontes da América do Sul e considerando um rio com secção larga. Têm aplicação a rios que se desenvolvem em linha recta, que não possuem contracções ao escoamento e com leitos de areia ou gravilha com $D_{75} < 6$ mm. Para velocidades do escoamento inferiores a um determinado valor, U_c, não se forma a cavidade de erosão. $h_{máx}$ é a profundidade máxima do escoamento anterior ao processo de erosão e $h_{s,máx}$ representa a profundidade máxima do escoamento após o processo de erosão. As unidades das variáveis representadas nas expressões são as do S.I. (MELVILLE E COLEMAN 2000).</p>
Holmes (1974)	$h_s = h \quad (4.8)$ $h_s = \frac{\Delta h \cdot U_H \cdot K}{\sqrt{A/B}} \quad (4.9)$	<p>Tem como base o conceito de velocidade competente e de forças de arrastamento. A estimativa da profundidade é uma combinação da erosão geral e da erosão por contracção. É determinada tomando o maior dos valores obtidos nas Equações 4.8 e 4.9. O parâmetro A é relativo à fase anterior ao processo de erosão. Este método foi formulado a partir de acidentes ocorridos com pontes ferroviárias na Nova Zelândia. O parâmetro Δh representa o aumento da altura do escoamento devido à ocorrência do evento de cheia, U_H é a velocidade do escoamento de aproximação definida pelo autor através da expressão</p> $U_H = C \cdot \frac{Q}{A} \cdot \left(\frac{h}{A/B} \right)^{2/3}, \text{ } B \text{ é calculado}$ <p>através de $1,25 \cdot B_{80}$ e K é um coeficiente dado</p> $\text{calculado dado por } K = \sqrt{\frac{B}{4,83 \cdot Q^{0,5}}} \leq 1 \cdot C$ <p>toma o valor de 1,2 para escoamentos convergentes e 1,0 nos restantes casos, B_{80} é a largura do canal, incluindo o leito principal, que transporta 80% do escoamento total. As unidades das variáveis das expressões são as do S.I. (MELVILLE E COLEMAN 2000).</p>

Quadro 4.1 – Expressões para a avaliação do assoreamento e desassoreamento do leito de um rio (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Pemberton e Lara (1984)	$h_{sa} = D_a \left[\left(\frac{1}{P_c} \right) - 1 \right] \quad (4.10)$	Têm como base o conceito de camada de protecção. Pode ser aplicada apenas se houver condições para a formação desta camada. Esta condições dependem da granulometria do material do leito, sendo necessário que seja extensa e de algumas características críticas (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Borah (1989)	$h_{sa} = D_a \left[\left(\frac{1}{(1-e) \cdot P_c} \right) - 1 \right] \quad (4.11)$	Têm como base o conceito de camada de protecção. Deriva de expressão de Pemberton e Lara (1984), mas introduz o efeito da porosidade do material do leito. As condições de aplicação são as mesmas da Equação 4.10 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.1.2. Erosão em curvas de rios.

Este subcapítulo tem como objectivo indicar algumas expressões para o cálculo da profundidade de erosão numa curva de um rio, bem como as suas condições de aplicação.

Em rios em que existam muitos meandros, este problema pode adquirir uma importância grande, devido à fácil migração do seu leito, erodindo a margem exterior à medida que o rio tenta mudar a sua direcção. Galay et al., em 1987, referem que, em geral, a profundidade de erosão numa curva é menor se a margem exterior for composta por material erodível. Isto acontece porque se as margens puderem ser erodidas, os sedimentos resultantes deste processo alimentam a cavidade de erosão diminuindo a sua profundidade (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A erosão numa curva de um rio depende da geometria do mesmo (inclinação, secção transversal e leito), forças hidráulicas, material do leito e das margens, do escoamento e da granulometria. Em mudanças abruptas o principal factor que influencia este fenómeno é ângulo formado pela curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No Quadro 4.2 são apresentadas algumas expressões de cálculo de natureza semi-empírica e algumas das suas condições de aplicação.

MELVILLE E COLEMAN 2000 recomendam a aplicação da Equação 4.18 sempre que possível. Como alternativa sugerem as Equações 4.15 e 4.17 ou a abordagem feita por Lacey e por Neill, apresentada no Quadro 4.3.

Quadro 4.2 – Expressões para avaliação da profundidade de erosão numa curva de um rio.

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Lacey (1930)	Valores expressos no Quadro 4.3.	Lacey definiu a profundidade de erosão em função do tipo de curva e do raio hidráulico da secção. O autor considera que o perímetro e a área molhada da secção a montante da curva se mantêm constantes (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Neill (1973)	Valores expressos no Quadro 4.3.	Neill sugere os valores referidos no Indian Roads Congress, de 1966. O autor indica que estes valores têm como base o trabalho desenvolvido por Lacey, em 1930. Neill presume que os termos “moderada” e “acentuada” para a classificação de curvas têm em conta o ângulo de desvio da curva e a relação entre a largura da secção e a raio da curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Galay et al. (1987)	$\frac{h_{s,curv}}{h} = 1,2 + \frac{B}{r_c} \quad (4.12)$	A Equação 4.12 é aplicável a curvas que formem um ângulo de 60° e tenham a margem exterior não erodível, com leito de gravilha. $h_{s,curv}$ representa a altura máxima do escoamento após o processo de erosão. h é a profundidade hidráulica do escoamento sendo definida por A/B e r_c representa o raio ao centro da curva. A Equação 4.13 é aplicável a curvas que formem um ângulo de 100° (MELVILLE E COLEMAN 2000).
	$\frac{h_{s,curv}}{h} = 0,9 + 3,7 \cdot \frac{B}{r_c} \quad (4.13)$	
Chatley (1931)	$\frac{h_{s,curv}}{h} = 1 + 2 \cdot \frac{B}{r_0} \quad (4.14)$	O parâmetro r_0 representa o ângulo exterior da curva, enquanto que os restantes parâmetros têm o mesmo significado das expressões anteriores (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Thorne (1988)	Para $\frac{r_c}{B} > 2$, $\frac{h_{s,curv}}{h_{méd}} = 2,07 - 0,19 \cdot \ln \left[\left(\frac{r_c}{B} \right) - 2 \right] \quad (4.15)$	O parâmetro $h_{méd}$ representa a profundidade média do escoamento, dada por A/B , numa secção imediatamente a montante da curva, onde o perfil transversal pertença ao perfil-tipo de um alinhamento recto. A formulação pressupõe que o escoamento ocorre apenas no leito principal do rio. Alguns anos mais tarde, alguns investigadores referem que esta expressão produziu resultados fiáveis nos vários casos de estudo com diferentes tipos e tamanhos de rios, em várias regiões do globo, sendo o erro da maioria das previsões menor do que 30% (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.2 – Expressões para avaliação da profundidade de erosão numa curva de um rio (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
USACE Conservativa (1994)	$\frac{h_{s,curv}}{h_{méd}} = 3,37 - 0,66 \cdot \ln\left(\frac{r_c}{B}\right) \quad (4.16)$	Com base no trabalho realizado por Thorne, o United States Corps of Engineers, USACE, apresenta uma expressão que é conhecida por ser uma expressão de dimensionamento que produz resultados bastante seguros, dado que em apenas 5% dos casos, as profundidades estimadas foram inferiores às verificadas. A formulação pressupõe que o escoamento ocorre apenas no leito principal do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).
USACE (1994)	$\frac{h_{s,curv}}{h_{méd}} = 2,57 - 0,36 \cdot \ln\left(\frac{r_c}{B}\right) \quad (4.17)$	A Equação 4.17 é equivalente à Equação 4.16 porém, não produz resultados tão conservativos. Está mais próxima das medições que constituíram a base da sua formulação (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Maynard (1996)	Para $1,5 < \frac{r_c}{B} < 10$ e $20 < \frac{B}{h_{méd}} < 125$, $\frac{h_{s,curv}}{h_{méd}} = 1,8 - 0,051 \cdot \left(\frac{r_c}{B}\right) + 0,0084 \cdot \left(\frac{B}{h_{méd}}\right) \quad (4.18)$	O autor aconselha o uso desta expressão para dimensionamento com aplicação de factores de segurança de 1, 1,08 e 1,19. Recomenda, também, que quando $r_c/B < 15$ deve tomar-se o valor de 15 na aplicação da equação. Quando $B/h_{méd} < 20$ deve ser usado o valor de 20. A análise feita pelo autor restringiu-se a rios com leitos de areia mas o processo descrito é semelhante aos rios com leito de gravilha. Não deve ser aplicada em canais confinados lateralmente de forma artificial (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.3 – Parâmetros propostos por Lacey (1930) e Neill (1973) (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Curvatura da curva	$h_{s,curv} / R_h$	
	Lacey (1930)	Neill (1973)
Secção com elevada contracção	1,00	
Desenvolvimento recto	1,27	1,25
Curva moderada	1,50	1,50
Curva acentuada	1,75	1,75
Curva em ângulo recto	2,00	2,00
Ao lado de penhascos e muros		2,25

4.1.1.3. Erosão na confluência de rios.

O estudo da erosão a jusante da confluência de dois rios é importante para a averiguação da estabilidade de uma ponte, sobretudo nos casos em que esta se encontra relativamente próxima desta confluência. Este tipo de erosão pode afectar a estabilidade da ponte devido às alterações que introduz no escoamento, como o ângulo de aproximação à estrutura ou através da propagação da cavidade de erosão para jusante.

Vários autores referem que a erosão é influenciada por vários factores como o caudal escoado em cada um dos rios, a profundidade do escoamento a montante, o ângulo de confluência e as propriedades do material do leito e em suspensão (MELVILLE E COLEMAN 2000). Contudo, as expressões existentes consideram apenas um ou dois parâmetros, com maior predominância para o ângulo formado pelos rios.

Do estudo de vários investigadores nesta área concluiu-se que a profundidade de erosão é superior em rios com material do leito de granulometria uniforme comparado com material de granulometria extensa com o mesmo tamanho médio de partículas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A máxima profundidade de erosão na confluência de dois rios pode ser determinada com base nas expressões apresentadas na Quadro 4.4. O valor obtido é medido a partir da superfície livre do escoamento na secção a jusante da confluência.

MELVILLE E COLEMAN 2000 referem que estas expressões permitem obter resultados válidos na maioria dos casos estudados. Contudo, devido às suas condições de formulação não são de aplicação generalizada, pelo que o seu uso deve ser cuidadoso (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.4 – Expressões para a estimativa da profundidade de erosão na confluência de rios.

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Mosley (1981)	$h_{s,conf} = 0,513 \cdot Q_t^{0,343} \quad (4.19)$	A formulação desta expressão tem com base medições num rio da Nova Zelândia. Apesar de não ser indicado pelo autor, sabe-se que o tipo de leito do rio sabe-se que é formado por gravilha. $h_{s,conf}$ representa a altura máxima do escoamento na confluência de dois leitos após o processo de erosão, e Q_t é o caudal total dos dois leitos (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Ashmore e Parker (1983)	$\frac{h_{s,conf}}{h_{m12}} = 2,24 + 0,031 \cdot \theta \quad (4.20)$	Os autores indicam que a Equação 4.20 tem aplicação em casos de confluências que façam ângulos entre 30° e 90°, em rios com leitos de areia e gravilha sem coesão. Tem como base experiências em laboratório e medições no campo. h_{m12} representa a profundidade média do escoamento nos dois rios e o ângulo θ , formado pelos dois leitos, é medido em graus.
	$\frac{h_{s,conf}}{h_{m12}} = 1,01 + 0,030 \cdot \theta \quad (4.21)$	A Equação 4.21 é indicada para rios constituídos por material coesivo (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Amofo (1985)	$h_{s,conf} = 0,19 \cdot Q_t^{0,352} \cdot D_{50}^{0,12} \cdot (2,24 + 0,031 \cdot \theta) \quad (4.22)$	Tem como base o trabalho desenvolvido pelos autores das equações anteriores e é aplicável a confluências que formem um ângulo entre 30° e 90°. É baseado em partículas com tamanho que varia, desde $D_{50} = 0,95$ mm, para sedimentos não uniformes, e $D_{50} = 1,8$ mm, para sedimentos uniformes (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Klaassen e Vermeer (1988)	$\frac{h_{s,conf}}{h_{m12}} = 1,29 + 0,037 \cdot \theta \quad (4.23)$	Tem como base de formulação o estudo de um rio no Bangladesh com leito de areia fina e bastante material em suspensão. A sua granulometria era bastante uniforme. A Equação 4.23 é válida para relações de caudais entre o rio principal, Q_p , e o rio secundário, Q_s , no intervalo $0,6 < Q_s/Q_p < 1,0$. Para relações inferiores a 0,45 não é possível retirar qualquer conclusão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.1.4. Efeito da configuração dos fundos do rio.

Tal como já foi referido no Capítulo 2, a mudança na configuração do fundo de um rio durante um episódio de cheia influencia a profundidade de erosão junto de um pilar ou de um encontro de ponte. Por isto, é importante quantificar a altura das formas de fundo para serem consideradas no cálculo da profundidade de erosão total.

Os métodos de previsão deste tipo de fenómenos consistem em dois passos. Em primeiro lugar é necessário determinar o tipo de configuração que se irá gerar, para um dado valor de caudal. Após a definição da forma do fundo é necessário estimar a altura e o comprimento da mesma, associada ao caudal de cheia adoptado (MELVILLE E COLEMAN 2000). A grande parte dos métodos aqui apresentados possui uma base empírica e não uma abordagem teórica, como foi proposto por alguns investigadores ao longo do tempo (CARDOSO 1998).

É importante referir que as expressões que são apresentadas em seguida têm como base dados de ensaios ou registos no terreno para situações de rios e canais que, na sua maioria, possuem sedimentos uniformes. A aplicação em leitos com partículas não uniformes requer um cuidado especial porque o mecanismo de formação das diversas configurações é diferente.

A previsão do tipo de configuração do fundo em rios com leitos de areia, durante um determinado evento de cheia é baseada em métodos que consideram o efeito da potência do escoamento e das características dos sedimentos. Apesar de existirem numerosos métodos de previsão apenas serão apresentados dois, por terem uma boa aceitação no meio científico.

Na Figura 4.1 é apresentado um gráfico desenvolvido por Simon e Richardson, em 1966, que permite determinar o tipo de forma do fundo que irá gerar, em função da potência do escoamento, que é função da velocidade, e das propriedades dos sedimentos do fundo. Esta formulação tem aplicação apenas em rios com fundos compostos por areia e tem origem em numerosos dados laboratoriais e medições em rios (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 4.1, a variável “potência do escoamento” é definida pela relação $\Omega = \tau \cdot U$, em que Ω é a potência do escoamento (W/m^2), τ é a tensão tangencial sobre as partículas do fundo e U é a velocidade média do escoamento.

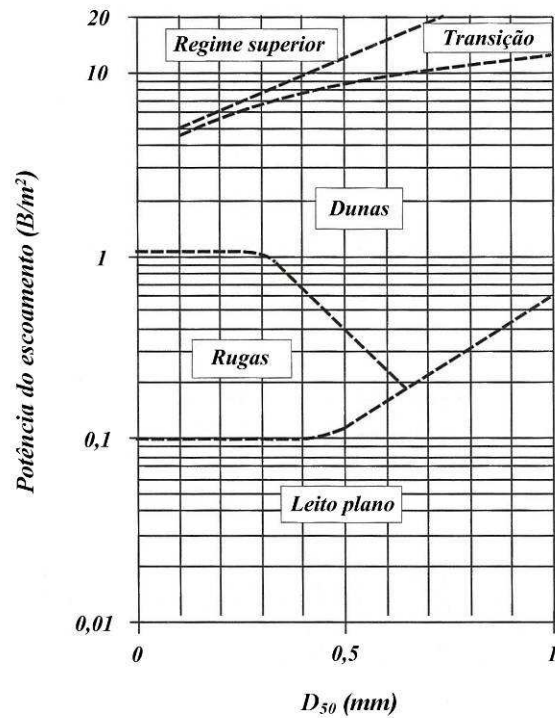


Figura 4.1 – Previsão da configuração do fundo em rios com leito de areia proposta por Simon e Richardson, em 1966 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

O segundo método proposto por Van Rijn, em 1984, é baseado em parâmetros adimensionais que têm em conta os mesmos factores do exemplo anterior. Os dois parâmetros são apresentados nas Equações 4.24 e 4.25.

$$T = \frac{[(u_*')^2 - (u_{*c})^2]}{(u_{*c})^2} \quad (4.24)$$

$$D_* = D_{s0} \cdot \left[\frac{(s-1) \cdot g}{v^2} \right]^{1/3}, \quad (4.25)$$

em que T representa o parâmetro adimensional de capacidade de transporte, u_{*c} representa a velocidade de atrito crítica junto ao fundo, u_*' é a velocidade de atrito junto ao fundo associada à rugosidade do grão e D_* é o parâmetro adimensional do diâmetro dos sedimentos. A quantificação do parâmetro u_*' é feita através da Equação 4.26 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$u_*' = \frac{U \cdot \sqrt{g}}{C} = \frac{U \cdot \sqrt{g}}{18 \cdot \log[12 \cdot R_h / 3 \cdot D_{90}]}, \quad (4.26)$$

em que C é coeficiente de resistência de Chézy para o escoamento, R_h é o raio hidráulico do escoamento e D_{90} representa o diâmetro do peneiro onde passam 90% do material do fundo, em peso (MELVILLE E COLEMAN 2000). Na Figura 4.2 é apresentado o esquema proposto com base nos parâmetros anteriores, formulado por Van Rijn.

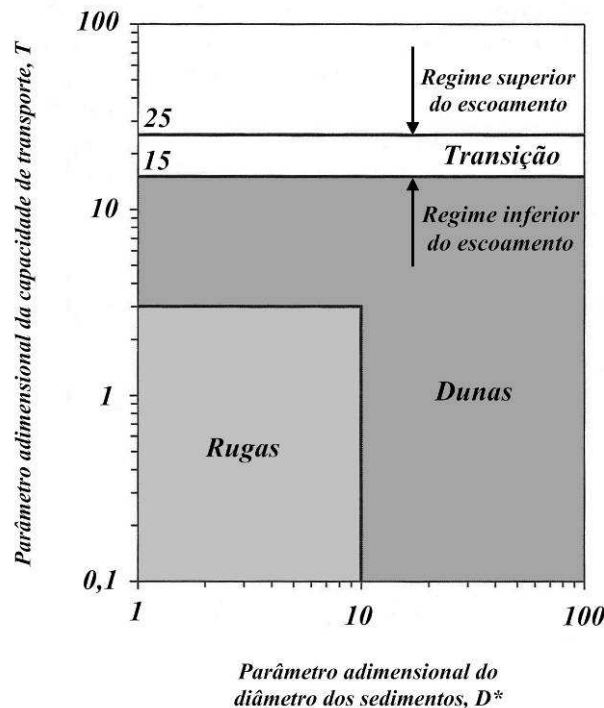


Figura 4.2 – Método de previsão das configurações do fundo proposto por Van Rijn, em 1984 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Dos dois métodos apresentados, o método de Van Rijn é referido como tendo maior aplicação do que o de Simon e Richardson, porque tem como base a recolha de numerosos dados, com características bastante vastas. Contudo, segundo MELVILLE E COLEMAN 2000, a aplicação do método de Van Rijn a rios com elevada largura da superfície livre deve ser bastante cuidadosa, dado que o limite superior do regime inferior do escoamento, ocorre, neste caso, para valores de $T > 25$. Isto contradiz o esquema apresentado na Figura 4.2 que indica que, nesta gama de valores, ocorre o regime de escoamento superior.

O segundo passo no cálculo da previsão das configurações do fundo que se registam em leitos móveis prende-se com a determinação da altura e do comprimento das ondas. No estudo da profundidade de

erosão junto ao pilar o primeiro parâmetro pode desempenhar um papel importante, dado que pode atingir valores de cerca de metade da altura do escoamento.

Yalin, em 1992, propôs as seguintes equações para o cálculo do comprimento e altura de **rugos** no fundo de um rio:

$$\frac{\Lambda}{\Lambda_{\min}} = [4 \cdot H \cdot (1 - H)]^{-1} \quad X < 10 \quad (4.27)$$

$$\Delta \approx 0,14 \cdot \Lambda \cdot r \cdot \zeta \cdot e^{(1-\zeta)}, \quad X < 10 \quad (4.28)$$

em que Δ representa a altura da configuração do fundo, Λ é o comprimento da onda da configuração do fundo e os restantes são parâmetros que são descritos nas Equações 4.29 a 4.35 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$\Lambda_{\min} = 2650 \cdot D / \xi^{0,88} \quad (4.29)$$

$$\xi^3 = g \cdot \rho_s \cdot D^3 / \rho \cdot v^2 \quad (4.30)$$

$$H = \sqrt{\eta/21} \quad (4.31)$$

$$\eta = Y / Y_{cr} \quad (4.32)$$

$$\zeta \approx (\eta - 1) / 10 \quad (4.33)$$

$$r \equiv 1 \quad \text{para } \zeta \leq 1 \quad (4.34)$$

$$r \equiv \zeta \cdot (2 - \zeta) \quad \text{para } 1 < \zeta < 2 \quad (4.35)$$

Para a quantificação da altura, Δ , e da declividade, Γ , de **dunas** em rios Van Rijn propôs duas expressões que têm aplicação quando ocorre o regime inferior do escoamento ou quando este se encontra em regime de transição, e tem origem em registos no laboratório e no terreno. Estas grandezas são apresentadas nas Equações 4.36 e 4.37 (CARDOSO 1998).

$$\frac{\Delta}{h} = 0,11 \cdot \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} \cdot (1 - e^{-0,5 \cdot T}) \cdot (25 - T) \quad 0 < T < 25 \quad (4.36)$$

$$\frac{\Delta}{\Lambda} = 0,015 \cdot \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} \cdot (1 - e^{-0,5 \cdot T}) \cdot (25 - T) \quad 0 < T < 25 \quad (4.37)$$

Com a aplicação destas duas expressões é possível concluir que a altura da duna, Δ , tem um valor de $7,3 \cdot h$, o que está em acordo com a quantificação feita por Yalin, em 1977 (CARDOSO 1998). As Equações 4.36 e 4.37 têm uma aplicação em rios que não tenham uma largura superficial significativa, pelas razões que foram descritas anteriormente (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Julien e Klaasen, em 1995, propuseram duas expressões que permitem o cálculo da altura e da declividade de **dunas** em rios largos. São uma variante das expressões desenvolvidas por Van Rijn, que produziam resultados abaixo do valor verificado “no terreno”, e estão representadas nas Equações 4.38 e 4.39 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$\frac{\Delta}{h} = k_1 \cdot \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} \quad (4.38)$$

$$\frac{\Lambda}{\Delta} = k_2 \cdot \left(\frac{h}{D_{50}} \right)^{0,3}, \quad (4.39)$$

em que k_1 e k_2 são coeficientes que representam as condições em rios de secção bastante larga. Os valores destes coeficientes situam-se nos intervalos $0,8 < k_1 < 8$ e $0,5 < k_2 < 8$. A altura média da duna deve ser calculada para $k_1 = k_2 = 2,5$ e a máxima altura para os valores superiores dos dois coeficientes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em regimes superiores com valores de Froude do escoamento superiores à unidade ocorre a formação de *antidunas*. De acordo com a investigação conduzida por Kennedy, em 1963, o comprimento da onda é dado pela Equação 4.40 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$\Lambda = 2\pi \cdot \left(\frac{U^2}{g} \right) \quad (4.40)$$

A declividade da antiduna pode ser calculada, de forma conservativa, pela Equação 4.41, também proposta por Kennedy (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$\frac{\Delta}{\Lambda} \approx 0,14 \quad (4.41)$$

Como resumo das várias expressões de cálculo apresentadas neste subcapítulo, MELVILLE E COLEMAN 2000 sugerem o cálculo da altura máxima do escoamento devido à passagem das configurações do fundo pela secção da ponte, através das Equações 4.42 e 4.43.

$$h_{s,ond} = h + \left(\frac{h}{2} \right) \quad (4.42)$$

$$h_{s,ond} = h + \left(\frac{\Delta_{máx}}{2} \right), \quad (4.43)$$

em que $h_{s,ond}$ representa a altura máximo do escoamento devido à migração do fundo e $\Delta_{máx}$ é a máxima altura das ondas, determinadas através das diversas expressões apresentadas. Estas expressões devem ser aplicadas quando são esperadas a formação de *dunas* ou *antidunas*, dado que as rugas não atingem alturas desta ordem de grandeza. A aplicação da Equação 4.42 pode conduzir a resultados extremamente conservativos, pelo que é necessário o bom senso e a correcta análise das condições do rio por parte do engenheiro (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.2. EROSÃO POR CONTRACÇÃO LATERAL DO ESCOAMENTO.

A formação de uma cavidade de erosão pode ocorrer quando as fundações ou os encontros de uma ponte reduzem a largura natural do escoamento do rio ou quando a ponte está localizada numa zona de redução natural da secção do rio. Logo, ao estudar a estabilidade de uma ponte é necessário contabilizar este efeito (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A grande parte das expressões existentes tem como base a teoria de contracção do escoamento num longo canal rectangular. Esta pressupõe que o desenvolvimento da zona de contracção é

suficientemente grande para que se estabeleça o movimento uniforme, tanto na zona de aproximação como na zona contraída (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Associado a muitas das expressões de cálculo presentes neste subcapítulo está o **grau de contracção do escoamento**, α , que representa o quociente entre a largura superficial do escoamento a montante da zona contraída e a largura superficial na secção da ponte (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Figura 4.3 é possível observar um esquema simplificado do processo de erosão por contracção lateral do escoamento, bem como as principais variáveis envolvidas, tendo em conta a teoria atrás descrita. Na vista em planta observa-se, de uma forma geral, o caso em que o escoamento de aproximação ocupa o leito de cheia. Nesta situação o grau de contracção é bastante superior podendo provocar uma maior profundidade de erosão na secção da ponte (MELVILLE E COLEMAN 2000).

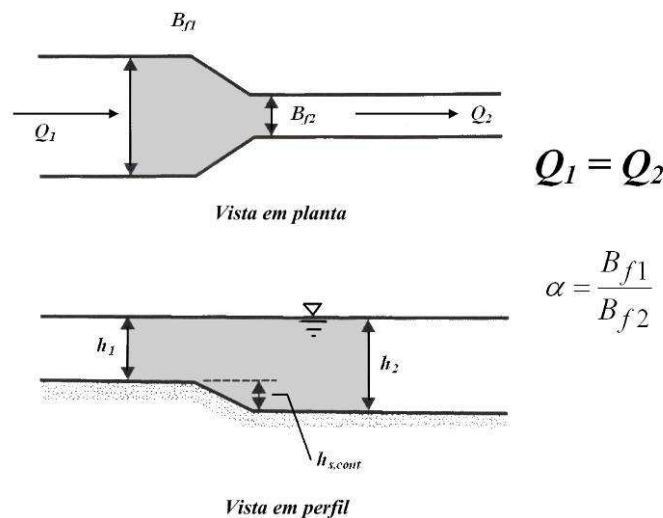


Figura 4.3 – Esquema do processo de erosão ao longo de um canal rectangular longo (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

MELVILLE E COLEMAN 2000 indicam duas expressões para o cálculo da profundidade de erosão por contracção que têm como base a teoria anteriormente apresentada. Uma das equações é aplicável a casos com transporte sólido generalizado e a outra a casos sem transporte sólido generalizado, dado que o processo de formação da cavidade de erosão é influenciado por parâmetros diferentes. Ambas as expressões são indicadas em RICHARDSON E DAVIS 2001 e no Austroads (1994), que são os manuais para o cálculo de erosão aplicados, respectivamente, nos EUA e na Austrália.

Para determinar qual a expressão a aplicar a um caso de estudo é necessário avaliar as condições em que se processa o escoamento. MELVILLE E COLEMAN 2000 recomendam o uso do método sugerido por RICHARDSON E DAVIS 2001, indicado na Equação 4.44.

$$U_c = 6,2 \cdot h_1^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3} \quad (4.44)$$

em que U_c é a velocidade crítica capaz de transportar material do leito de tamanho D_{50} ou menor, h representa a profundidade média do escoamento do leito principal na secção de aproximação, e D_{50} é correspondente ao tamanho mediano das partículas que constituem o leito do rio. Se $U < U_c$, o escoamento decorre sem transporte sólido generalizado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.2.1. Escoamento com transporte sólido generalizado.

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}} \right)^{6/7} \cdot \left(\frac{B_{f1}}{B_{f2}} \right)^{k_1} \quad (4.45)$$

em que h_1 é a profundidade média do escoamento do leito principal na secção de aproximação, h_2 é a profundidade média do escoamento do leito principal na secção contraída, B_{f1} é a largura inferior do leito principal na zona de aproximação, B_{f2} é a largura inferior do leito principal na zona contraída, Q_{1m} é o caudal escoado no leito principal que transporta sedimentos, Q_2 é o caudal total que atravessa a secção da ponte, e k_1 é um coeficiente obtido através do Quadro 4.5. Esta expressão é denominada por Equação de Richardson e Richardson (1994) (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.5 – Valores dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

$u \cdot / w_s$	k_1	k_2	k_3	Modo de transporte do material do leito
< 0,50	0,59	0,066	0,25	Essencialmente por arrastamento
0,50 – 2,0	0,64	0,21	0,21	Algum material em suspensão
> 2,0	0,69	0,37	0,16	Essencialmente material em suspensão

Os maiores valores para a profundidade de erosão ocorrem, geralmente, nas condições de grande contracção do escoamento ou nos casos em que o caudal que atravessa a secção da ponte é elevado (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No estudo de situações em que a secção da ponte atravessa o leito de cheia do rio, contraindo o escoamento neste leito de forma parcial, a aplicação directa da Equação 4.45 não é possível, dado que a determinação das profundidades do escoamento e a decomposição do caudal atravessado é complexa. Para solucionar este problema RICHARDSON E DAVIS 2001 recomendam o uso de um modelo matemático unidimensional capaz de determinar estas grandezas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.2.2. Escoamento sem transporte sólido generalizado.

$$h_2 = 1,48 \cdot \left[\frac{Q_2}{D_m^{1/3} \cdot B_{f2}} \right]^{6/7} \quad (4.46)$$

em que h_2 é a profundidade do escoamento na secção da ponte, incluindo a cavidade de erosão, em metros, Q_2 representa o caudal total que atravessa a ponte, m^3/s , D_m é o diâmetro médio efectivo do material constituinte do leito, em milímetros, que é dado por $1,25 \cdot D_{50}$, B_{f2} representa a largura inferior do leito na secção da ponte, em metros, e a constante tem a dimensão de um comprimento com expoente $-3/7$. As unidades indicadas devem ser respeitadas, pois a Equação 4.46 é semi-empírica. Esta expressão é designada por Equação de Richardson e Davis (1995) (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na formulação desta equação foi assumido que o processo de erosão decorre até que as condições críticas sejam atingidas, ou seja, até que se atinja a velocidade competente. A constante existente na Equação 4.46 depende do valor considerado para o parâmetro adimensional de Shields para a situação crítica, Y_{cr} , que foi tomado como 0,039, decorrendo do trabalho realizado por Laursen (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O Austroads, de 1994, recomenda, para a determinação da profundidade de erosão nas condições com transporte sólido generalizado, o uso da Equação 4.45 sem o termo relativo ao grau de contracção do escoamento, α (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.2.3. Outras expressões de cálculo.

As duas expressões anteriores são aquelas que reúnem um maior consenso entre os principais investigadores dos fenómenos de erosão fluvial. Apesar do seu uso ser recomendado existem várias expressões que foram desenvolvidas ao longo do tempo e que podem, também, ser consideradas. É muito importante ter em conta as condições de aplicação dessas equações para que os resultados obtidos sejam coerentes com a situação real. A apresentação das expressões é feita no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão por contracção.

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Straub (1935)	$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{E_Q} \cdot \left(\frac{B_{f1}}{B_{f2}} \right)^{E_b} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{E_n} \cdot \phi(\tau) \quad (4.47)$	Esta foi a fórmula a partir da qual vários autores desenvolveram o seu trabalho. Q_1 representa o caudal na secção a montante da zona contraída, n_1 e n_2 são os coeficientes de Manning a montante da zona contraída e na zona de contracção, respectivamente (MUELLER E WAGNER 2005).
Laursen (1958)	$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}} \right)^{6/7} \cdot \alpha^{k_1} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2} \quad (4.48)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Expressão para condições com transporte sólido generalizado e para rios com leitos principal e de cheia. Os expoentes k_1 e k_2 são apresentados no Quadro 4.5 (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen (1960)	$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}} \right)^{6/7} \quad (4.49)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. É aplicável em condições com transporte sólido generalizado. Considera a existência de contracção do escoamento no leito de cheia, ou seja, $B_1 = B_2$, e $n_1 = n_2$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen (1962)	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{k_1} \quad (4.50)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Expressão para condições com transporte sólido generalizado. A contracção estreita o leito principal do rio e $n_1 = n_2$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen (1963)	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{6/7} \cdot \left[\frac{U_1^2}{36 \cdot h_1^{1/3} \cdot D_{50}^{2/3}} \right]^{3/7} \quad (4.51)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Para condições sem transporte sólido generalizado e a expressão em unidades do S. I.. U_1 representa a velocidade média do escoamento a montante da secção de contracção (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen Modificada (1963)	$h_2 = \left(\frac{U_2^2}{Y \cdot (K_u \cdot 31,08)^2 \cdot D_m^{2/3}} \right)^3 \quad (4.52)$	Equação válida para casos sem transporte sólido generalizado em que a profundidade de erosão máxima é atingida para as condições críticas de arrastamento do material do fundo. É recomendada o uso de $D_m = 1,25 \cdot D_{50}$. U_2 representa a velocidade média do escoamento na zona contraída e K_u é um parâmetro que toma o valor de 1,0 no S.I. e 1,81 no Sistema Inglês. A expressão permite trabalhar nos dois sistemas de unidades anteriores (MUELLER E WAGNER 2005).

Quadro 4.6 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão por contracção (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Komura (1966)	$\frac{h_2}{h_1} = 1,6 \cdot Fr^{0,2} \cdot \alpha^{0,67} \cdot \sigma_D^{-0,5} \quad (4.53)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. A Equação 4.53 aplica-se a casos sem transporte sólido generalizado. A Equação 4.54 aplica-se a casos com transporte sólido generalizado. $\sigma_D = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0,5} \quad (\text{MELVILLE E COLEMAN 2000}).$
	$\frac{h_2}{h_1} = 1,45 \cdot Fr^{0,2} \cdot \alpha^{0,67} \cdot \sigma_D^{-0,2} \quad (4.54)$	
Parker (1981)	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{k_4} \quad (4.55)$	A formulação é baseada num leito constituído por gravilha mas a expressão é, segundo o autor, aplicável a todos os casos com transporte sólido generalizado. O expoente k_4 toma valores entre 0,675 e 0,825 (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Gill (1981)	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{6/7} \cdot \left[\alpha^{1/m} \cdot \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_1} \right) + \frac{\tau_c}{\tau_1} \right]^{-3/7} \quad (4.56)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. A expressão aplica-se a casos com transporte sólido generalizado na secção de montante ($\tau_c < \tau_1$). τ_1 representa a tensão tangencial a montante da secção de contracção do escoamento e o coeficiente m varia entre 1,5 e 3 (MELVILLE E COLEMAN 2000).
	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{9/14} \quad (4.57)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Expressão para condições com transporte sólido generalizado na secção de montante ($\tau_c < \tau_1$), em que a taxa de transporte é bastante elevada ($\tau_c/\tau_1 \rightarrow 0$). $m = 2$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{6/7} \quad (4.58)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Fórmula aplicável para casos em que se verifiquem as condições críticas na secção de montante ($\tau_c = \tau_1$) (MELVILLE E COLEMAN 2000).
	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{6/7} \cdot \left(\frac{\tau_c}{\tau_1} \right)^{-3/7} \quad (4.59)$	Aprofunda o trabalho realizado por Straub, em 1935. Expressão para condições sem transporte sólido generalizado na secção de montante ($\tau_c > \tau_1$) (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen e Alawi (1989)	$\frac{h_2}{h_1} = \alpha^{k_1} \cdot \left(\frac{C_2}{C_1} \right)^{k_3} \quad (4.60)$	Expressão aplicável em situações com transporte sólido em taxas moderadas. C é um factor obtido através da relação $1 - \tau_c/\tau$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.1.2.4. Análise das expressões apresentadas.

Com o objectivo de analisar as expressões apresentadas neste subcapítulo construiu-se uma tabela que relaciona as expressões com os parâmetros que consideram na definição da profundidade de erosão. Esta análise é apresentada no Quadro 4.7. A escolha das equações a aplicar pode ser feita com base na observação dos dois quadros. Desta forma, a escolha é feita em função das condições de aplicação das expressões e do número de parâmetros considerados. É muito importante, mais uma vez, que sejam respeitadas as condições indicadas no Quadro 4.6 para a aplicação das expressões de modo a que os resultados obtidos tenham validade e não conduzam a valores inferiores aos reais.

Quadro 4.7 – Análise das expressões de cálculo para a estimativa da profundidade de erosão por contracção, em função dos seus parâmetros.

Origem	h_1	Q_1	Q_2	B_{f1}	B_{f2}	U_1	U_2	Fr	D_{50}	D_m	n_1	n_2	σ_D	k_4	m	τ	τ_C	u_*	w_s	Y	Número de parâmetros
Straub (1935)	X	X	X	X	X						X	X				X					8
Laursen (1958)	X	X	X	X	X						X	X						X	X		9
Laursen (1960)	X	X	X																		3
Laursen (1962)	X			X	X													X	X		5
Laursen (1963)	X			X	X	X			X												5
Laursen modificada (1963)							X			X										X	3
Komura 4.53 (1966)	X			X	X			X					X								5
Komura 4.54 (1966)	X			X	X			X					X								5
Parker (1981)				X	X									X							3
Gill 4.56 (1981)	X			X	X										X	X	X				6
Gill 4.57 (1981)	X			X	X																3
Gill 4.58 (1981)	X			X	X																3
Gill 4.59 (1981)	X			X	X											X	X				5
Laursen e Alawi (1989)	X			X	X											X	X	X	X		7
Richardson e Richardson (1994)	X	X	X	X	X													X	X		7
Richardson e Richardson (1995)			X		X					X											3

4.1.3. EROSÃO LOCAL.

4.1.3.1. Expressão de MELVILLE E COLEMAN 2000.

A expressão, proposta pelos dois investigadores neozelandeses, Melville e Coleman, e apresentada no manual *Bridge Scour*, publicado no ano de 2000, é apresentada na Equação 4.61. Esta pode ser aplicada tanto em condições com transporte sólido generalizado como em condições em que este não se verifica. É uma das expressões que reúne maior consenso na actualidade devido ao grande número de parâmetros que considera.

$$d_s = K_{hb} \cdot K_U \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_t \quad (4.61)$$

em que, d_s representa a profundidade de erosão e tem a dimensão de um comprimento, e os vários parâmetros definidos pelos K 's simbolizam os vários factores que influenciam o fenómeno de erosão. O parâmetro K_{hb} tem a dimensão de um comprimento enquanto que todos os restantes parâmetros K 's são adimensionais.

K_{hb} é relativo à relação entre as dimensões do pilar e a profundidade do escoamento, K_U define a intensidade do escoamento, K_D relaciona o tamanho dos sedimentos que constituem o leito do rio, K_f é relativo à forma do pilar, K_θ define a orientação do pilar face às linhas de corrente, e K_t introduz a influência do tempo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É importante referir que a Equação 4.61 tem em conta, apenas, os efeitos da erosão local, não considerando os efeitos provocados pela contracção do escoamento ou pela erosão geral do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Devido à complexidade na definição e quantificação dos vários parâmetros adimensionais, estes são tratados abaixo, individualmente.

Parâmetro que relaciona a profundidade do escoamento e a largura do pilar, K_{hb} .

Partindo do trabalho realizado por vários autores ao longo do tempo foi possível analisar, através de ensaios laboratoriais, a influência daqueles dois parâmetros (h e b) na profundidade de erosão junto a um pilar. De modo a que os valores registados fossem unicamente consequência dos dois factores em estudo houve necessidade de garantir determinadas condições de ensaio. A aplicação dessas condições, expostas no Anexo B, permite garantir que os ensaios não foram afectados pela intensidade do escoamento, tamanho e granulometria dos sedimentos, forma e alinhamento da fundação, e também pelo efeito do tempo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os valores registados nos vários ensaios efectuados estão expostos, em forma de gráfico, no Anexo B. Estas experiências foram realizadas por Chabert e Engeldinger, Laursen e Toch, Hancu, Bonasoundas, Basak, Jain e Fischer, Chee, Chiew e Ettema (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Aproximando uma curva de regressão aos pontos presentes no gráfico, os autores concluíram que o parâmetro K_{hb} é dado pelas Equações 4.62, 4.63 e 4.64.

$$K_{hb} = 2,4 \cdot b \quad \frac{b}{h} < 0,7 \quad (4.62)$$

$$K_{hb} = 2 \cdot \sqrt{h \cdot b} \quad 0,7 < \frac{b}{h} < 5 \quad (4.63)$$

$$K_{hb} = 4,5 \cdot h \quad \frac{b}{h} > 5 \quad (4.64)$$

Parâmetro da intensidade do escoamento, K_U .

Este parâmetro representa os efeitos da intensidade ou da velocidade do escoamento na profundidade de erosão junto ao pilar. É definido, para cada caso, como o quociente entre a profundidade de erosão para uma dada intensidade do escoamento e a profundidade máxima registada para esse caso. O parâmetro velocidade, U , varia para cada caso, enquanto todos os outros parâmetros potencialmente intervenientes (já atrás referidos) são mantidos constantes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Tendo em conta as diferenças entre fundos constituídos por material uniforme e material não-uniforme no desenrolar do fenómeno de erosão, os ensaios foram efectuados separadamente. No caso de sedimentos não-uniformes é necessário ter em conta a velocidade capaz de formar a camada de protecção, que é função da própria granulometria do material. No Anexo B, são apresentadas, em forma de gráfico, os resultados das experiências realizadas para quantificar este parâmetro, tanto para sedimentos uniformes como para sedimentos não-uniformes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O parâmetro K_U , para sedimentos uniformes e não-uniformes, é dado pelas Equações 4.65 e 4.66.

$$K_U = \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} \quad \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} < 1 \quad (4.65)$$

$$K_U = 1,0 \quad \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} \geq 1 \quad (4.66)$$

Estas expressões são apropriadas para rios constituídos por fundos arenosos porque as velocidades que em geral ocorrem, permitem mais facilmente atingir a fase de transporte sólido generalizado, atingindo-se o patamar de estabilização da profundidade de erosão. Em rios com sedimentos de maiores dimensões e granulometria extensa este pico poderá não se verificar, devido à presença de partículas de grandes dimensões, conduzindo a uma sobrestimativa de valores para a profundidade de erosão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Parâmetro relativo ao tamanho dos sedimentos, K_D .

Este parâmetro procura relacionar o tamanho dos sedimentos presentes no leito de um rio com a profundidade de erosão à volta do pilar e a largura deste. Com base em vários ensaios laboratoriais,

Ettema (1980) concluiu que, para relações de $b / D_{50} > 50$, o tamanho das partículas não influencia a profundidade da cavidade de erosão. Por isto, o factor K_D geralmente representa a razão entre a profundidade de erosão para um determinado valor de b / D_{50} e a profundidade para relações superiores a 50 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No Anexo B são apresentados os gráficos resultantes dos valores medidos nas experiências efectuadas, havendo separação entre sedimentos uniformes e não-uniformes. No caso de fundos com granulometria extensa deve-se usar a notação D_{50a} , porque o tamanho mediano das partículas da camada de protecção é considerado, para estes casos, o tamanho característico. Contudo, os ensaios revelam que para relações de $b / D_{50} > 25$ o tamanho dos sedimentos já não têm influência no desenvolvimento do processo de erosão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O parâmetro K_D , para sedimentos uniformes e não-uniformes, é dado pelas Equações 4.67 e 4.68.

$$K_D = 0,57 \cdot \log \left(2,24 \cdot \frac{b}{D_{50}} \right) \quad \frac{b}{D_{50}} \leq 25 \quad (4.67)$$

$$K_D = 1,0 \quad \frac{b}{D_{50}} > 25 \quad (4.68)$$

Parâmetro relativo à forma do pilar e da sua fundação, K_f .

A forma do pilar e da sua fundação é um factor muito importante no processo de erosão. Esta impõe uma obstrução ao escoamento que pode provocar maiores ou menores profundidades de erosão. Este parâmetro, K_f é definido pelo quociente entre a profundidade de erosão para uma dada forma de pilar e a profundidade de erosão num pilar circular, sendo esta considerada a forma padrão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para pilares uniformes os valores a adoptar para K_f são expressos no Quadro 4.8. Estes valores são retirados do trabalho realizado por Melville, em 1997. Estes valores devem ser considerados apenas em pilares alinhados com o escoamento, ou seja, para casos em que $\theta = 0^\circ$. Quando esta condição não se verificar deve tomar-se, neste caso, para K_f o valor de 1,0, porque a influência da forma do pilar é mínima em relação ao seu alinhamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.8 – Valores de K_f para pilares uniformes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Forma da fundação do pilar	Valor de K_f
Circular	1,0
Extremidade redonda	1,0
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade angulosa	0,9

No caso de pilares cónicos, com extremidade redonda e que façam um ângulo de 22,5° com a vertical, Chiew recomenda os valores de 1,20 para pilares com secção crescente no sentido descendente e 0,76 para secções crescentes no sentido ascendente (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Para pilares não-uniformes, em que estes estão fundados em elementos de maiores dimensões, tais como caixões, sapatas e estacas, o valor a adoptar para este factor varia com a forma como o pilar está assente no leito. Em seguida são feitas considerações sobre a abordagem de cálculo a efectuar consoante o tipo de ligação entre o pilar, a fundação e a posição relativamente ao leito do rio. Recordase que no subcapítulo 3.2.10. é feita uma descrição dos vários casos existentes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

- No caso I, a erosão local é estimada usando a largura do pilar, b .
- No caso II, é adoptado o procedimento proposto por Melville e Raudkivi, em 1996, para determinar uma largura equivalente, b_e , que permite tratar o pilar como um elemento uniforme. Este procedimento é conservativo, dado que a nova largura, induz, pelo menos, a mesma erosão que se faz sentir no pilar original, podendo nalguns casos levar a valores superiores. A Equação 4.69 permite calcular o valor da largura equivalente, e resulta de medições destes dois autores em pilares circulares fundados num caixão circular.

$$b_e = b \cdot \left(\frac{h+H}{h+b^*} \right) + b^* \cdot \left(\frac{b^*-H}{b^*+h} \right) \quad (4.69)$$

em que b_e representa a largura equivalente a um pilar uniforme, b^* é a largura do caixão, b é a largura do pilar em estudo, h é a profundidade do escoamento, e H é o desnível entre o leito do rio, não perturbado, e o topo do caixão. Esta expressão é aplicável apenas em casos em que $H \leq b^*$ e $-H \leq h$. Esta expressão pode ser utilizada quando o pilar está fundado em caixão, estacas ou sapatas, desde que estes elementos não estejam escavados pela erosão.

- No caso III também se pode aplicar a Equação 4.69 para fundações em caixão ou em estacas, obtendo-se, contudo, valores conservativos na última situação.
- No caso IV, para pilares em caixões, a profundidade de erosão é determinada com a largura do caixão, b^* , em vez da largura do pilar. Adoptando este procedimento para pilares fundados em estacas os resultados são conservativos.

Parâmetro relativo ao alinhamento do pilar com o escoamento, K_θ .

O ângulo formado pelas linhas de corrente do escoamento e os pilares é um factor bastante importante na formação da cavidade de erosão, devido às alterações hidrodinâmicas que daí resultam. O factor relativo ao alinhamento do pilar com o escoamento, K_θ , é definido pela razão entre a profundidade de erosão num pilar enviesado e a profundidade registada num pilar em perfeito alinhamento com o escoamento. O alinhamento perfeito é dado por $\theta = 0^\circ$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O parâmetro K_θ , para pilares não cilíndricos, pode ser obtido graficamente através da Figura 3.10, em função das suas dimensões em planta. A Equação 4.70 representa uma boa aproximação das curvas

definidas através de ensaios laboratoriais. Em pilares cilíndricos K_θ toma o valor de 1,0 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$K_\theta = \left(\frac{b_p}{b} \right)^{0,65} = \left(\frac{l}{b} \cdot \sin \theta + \cos \theta \right)^{0,65} \quad (4.70)$$

Parâmetro relativo ao tempo, K_t .

Este parâmetro tem em conta o tempo decorrido no processo de erosão e a sua influência no desenvolvimento e estabilização da cavidade de erosão. É definido como a razão entre a profundidade de erosão ao fim de um determinado tempo, t , e a profundidade de erosão estabilizada que ocorre para um tempo de equilíbrio, t_e . Este factor é calculado de forma diferente consoante haja ou não transporte sólido generalizado. Em situações com transporte sólido generalizado as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente e pode assumir-se o valor de 1,0 para K_t . Nas situações em que tal não ocorre o valor deste parâmetro, para pilares circulares, é dado pela Equação 4.71 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$K_t = \exp \left\{ -0,03 \cdot \left| \frac{U_c}{U} \cdot \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right\} \quad (4.71)$$

Para aplicar a Equação 4.71 é necessário conhecer o tempo necessário para que se estabeleça o equilíbrio na formação da cavidade de erosão, t_e . É possível calcular este valor através das Equações 4.72 e 4.73 que são função da velocidade e da profundidade do escoamento. Estas duas equações devem ser usadas com bastante cuidado quando são aplicadas em pilares com outras formas. A Equação 4.72 refere-se aos casos mais comuns, ou seja, casos em que os rios têm grande profundidade (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$t_e = 48,26 \cdot \frac{D_p}{U} \cdot \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \quad \frac{h}{D_p} > 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \quad (4.72)$$

$$t_e = 30,89 \cdot \frac{D_p}{U} \cdot \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \cdot \left(\frac{h}{D_p} \right)^{0,25} \quad \frac{h}{D_p} \leq 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \quad (4.73)$$

4.1.3.2. Expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001.

A expressão desenvolvida por Richardson e Davis, em 1995, é recomendada para o cálculo da profundidade máxima de erosão em pilares de pontes, nos Estados Unidos da América. Esta recomendação é feita pela autoridade que regula a rede viária no país, a Federal Highway

Administration, FHWA, e é indicada em RICHARDSON E DAVIS 2001. Esta equação é uma modificação Equação CSU, proposta pela Colorado State University. A expressão desenvolvida por Richardson e Davis é apresentada na Equação 4.74, e é aplicável a situações com ou sem transporte sólido generalizado (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$d_s = 2 \cdot b \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,35} \cdot Fr^{0,43} \quad (4.74)$$

em que K_3 é um coeficiente que traduz a correcção da configuração dos fundos do rio, K_4 é um parâmetro de correcção que tem em conta a formação da camada de protecção pelos sedimentos do leito e os restantes factores são os já apresentados ao longo da dissertação (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Devido à variedade de valores que podem tomar e à complexidade da sua definição, os parâmetros de correcção são apresentados de forma separada

Parâmetro da forma do pilar e da sua fundação, K_f .

Os valores a adoptar para este parâmetro são dados pelo Quadro 4.9 e pela Figura 4.4. De notar que os valores apresentados são iguais aos propostos em MELVILLE E COLEMAN 2000, indicados na Quadro 4.8. Os valores indicados no Quadro 4.9 devem ser adoptados quando o escoamento faz um ângulo inferior a 5° com o eixo do pilar (RICHARDSON E DAVIS 2001).

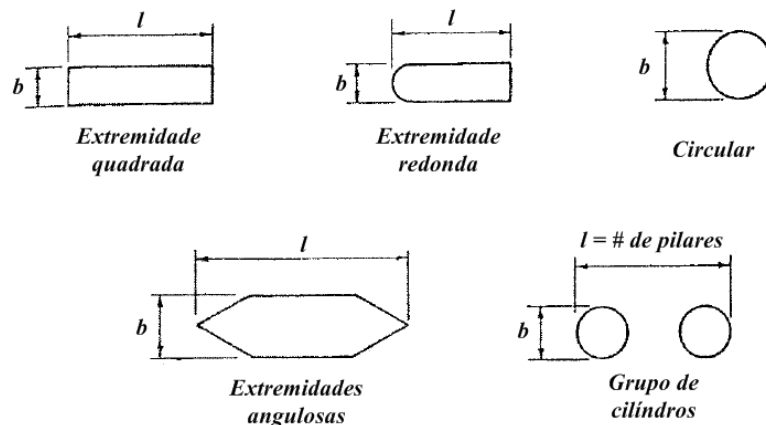


Figura 4.4 – Formas comuns de pilares de pontes
(adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).

Quadro 4.9 – Valores de K_f consoante a forma dos pilares (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).

Forma da fundação do pilar	Valor de K_f
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade redonda	1,0
Circular	1,0
Grupo de cilindros	1,0
Extremidade angulosa	0,9

Parece importante referir que a informação apresentada neste quadro é semelhante à que é apresentada no Quadro 4.8, de MELVILLE E COLEMAN 2000, com excepção do grupo de cilindros que não é referido no primeiro.

Parâmetro do ângulo de aproximação do escoamento, K_θ .

Este factor de correcção é calculado com base na Equação 4.75 ou através do Quadro 4.10. Este parâmetro deve ser aplicado, apenas em casos em que todo o comprimento do pilar está sujeito ao ângulo de ataque do escoamento. Nos casos em que tal não acontece o uso deste factor deve ser cuidadoso, de forma a reduzir o seu peso na estimativa da profundidade de erosão. Dois possíveis casos em que pode ocorrer uma sobrestimação, por aplicação deste factor, é *i*) o caso em que o pilar está parcialmente abrigado do escoamento enviesado por outros pilares ou encontros, e *ii*) o caso em que encontros ou outros pilares redireccionam o escoamento numa direcção paralela ao pilar em análise. Para valores de l/b maiores que 12 é recomendado o uso dos valores máximos indicados na Quadro 4.10, para os diversos ângulos (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$K_\theta = \left[\cos(\theta) + \frac{l}{b} \cdot \sin(\theta) \right]^{0,65} \quad (4.75)$$

Quadro 4.10 – Valores a considerar para K_θ (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).

Ângulo do escoamento	$l/b = 4$	$l/b = 8$	$l/b = 12$
0°	1,00	1,00	1,00
15°	1,50	2,00	2,50
30°	2,00	2,75	3,50
45°	2,30	3,30	4,30
90°	2,50	3,90	5,00

O Quadro 4.10 revela a importância deste parâmetro no processo de formação das cavidades de erosão e estabelece um valor máximo (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Parâmetro da configuração dos fundos, K_3 .

A forma dos fundos do rio durante o acontecimento de cheia influencia a profundidade de erosão num pilar. Em geral, nos cenários de cheia considerados em projecto, para o dimensionamento, os fundos são considerados planos. Porém, esta configuração nem sempre se observa podendo a profundidade de erosão ser agravada entre 10 a 30 %, sendo necessário fazer intervir este fenómeno na Equação 4.74. No Quadro 4.11 estão indicados os valores a tomar para este parâmetro (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Quadro 4.11 – Valores a adoptar para K_3 (adaptado de RICHARDSON E DAVIS 2001).

Configurações do fundo	Altura da duna	K_3
Erosão sem transporte sólido generalizado	Não existe	1,1
Fundo plano e antidunas	Não existe	1,1
Dunas pequenas	$0,6 \leq \Delta < 3$	1,1
Dunas médias	$3 \leq \Delta < 9$	1,1-1,2
Dunas grandes	$\Delta \geq 9$	1,3

Parâmetro da camada de protecção, K_4 .

Este factor de correcção diminui o valor da profundidade de erosão para casos em que os fundos sejam formados por partículas com D_{50} igual ou superior a 2,0 mm e D_{95} igual ou superior a 20 mm. O estudo desenvolvido pelos investigadores Molinas e Mueller mostrou que para os casos em que a velocidade na secção a montante do pilar é inferior à velocidade crítica correspondente a partículas com D_{90} do material existente, U_{cD90} , e há uma granulometria extensa dos sedimentos, então as partículas D_{90} vão limitar a profundidade de erosão. Os valores a adoptar para K_4 , desenvolvidos por Mueller e Jones, estão presentes nas Equações 4.76 e 4.77. O valor mínimo para este parâmetro é 0,4 (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$K_4 = 1,0 \quad \begin{matrix} D_{50} < 2mm \\ D_{95} < 20mm \end{matrix} \quad (4.76)$$

$$K_4 = 0,4 \cdot (U_R)^{0,15} \quad \begin{matrix} D_{50} \geq 2mm \\ D_{95} \geq 20mm \end{matrix} \quad (4.77)$$

Na Equação 4.77, o valor de U_R é calculado com base na Equação 4.78.

$$U_R = \frac{U - U_{icD50}}{U_{cD50} - U_{icD95}} > 0 \quad (4.78)$$

em que U_{icD50} e U_{icD90} , em metros por segundo, representam a velocidade na secção a montante do pilar necessária para iniciar o processo de erosão no pilar fundado em sedimentos de tamanho D_{50} e D_{90} , em metros, respectivamente. O seu valor pode ser obtido pela Equação 4.79 (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$U_{icDx} = 0,645 \cdot \left(\frac{D_x}{b} \right)^{0,053} \cdot U_{cDx} \quad (4.79)$$

em que U_{cDx} , em metros por segundo, é a velocidade crítica para o início do movimento de partículas com tamanho D_x , em metros. A Equação 4.80 permite encontrar valores para esta grandeza (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$U_{cDx} = K_u \cdot h^{\frac{1}{6}} \cdot D_x^{\frac{1}{3}} \quad (4.80)$$

em que D_x , em metros é o tamanho de partícula para o qual x % do material de fundo é mais fino, e K_u vale 6,19 no S. I. e 11,17 no Sistema Inglês (RICHARDSON E DAVIS 2001).

4.1.3.3. Expressão simplificada de RICHARDSON E DAVIS 2001.

Em RICHARDSON E DAVIS 2001 é sugerida uma expressão simples para o cálculo da profundidade máxima de erosão esperada junto a um pilar. Esta equação deriva do trabalho realizado por alguns autores ao longo de vários anos, apoiado em trabalho e medições em laboratório. A sua aplicação restringe-se a pilares de extremidade redonda e alinhados com o escoamento. A expressão é apresentada nas Equações 4.81 e 4.82 (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Melville e Sutherland, em 1988, indicaram que o valor de $2,4 \cdot b$ foi o limite superior que registaram nos seus estudos com pilares cilíndricos, para números de Froude inferiores a 1,0. Chang, em 1987, revelou, também, que nos seus estudos o valor máximo que registou para a profundidade de erosão foi de $2,3 \cdot b$. Contudo, Jain e Fischer, em 1979, obtiveram valores de cerca de $3,0 \cdot b$ para escoamentos com números de Froude superiores a 1,5. Para números de Froude de 1,2, o máximo valor registado para a profundidade de erosão em leitos com antidunas, foi $2,5 \cdot b$. Deste trabalho resultou uma recomendação que permite calcular de forma simples, apenas em função de Fr e b , o valor máximo esperado para a profundidade de erosão, podendo constituir uma boa ferramenta na fase de projecto (RICHARDSON E DAVIS 2001).

$$d_{s,m\acute{a}x} = 2,4 \cdot b \quad Fr \leq 0,8 \quad (4.81)$$

$$d_{s,m\acute{a}x} = 3,0 \cdot b \quad Fr > 0,8 \quad (4.82)$$

Esta expressão permite avaliar a máxima profundidade da cavidade de erosão esperada em redor de um pilar. O facto de considerar esse valor apenas em função da sua largura torna-a um pouco redutora em relação a outras equações. A sua aplicação deve ser feita com cuidado porque podem existir condições no escoamento que não são consideradas pela expressão e que podem amplificar o fenómeno de erosão.

4.1.3.4. Expressão de MOLINAS 2003.

Esta expressão apresentada em MOLINAS 2003 é o resultado de um estudo realizado sobre a profundidade de erosão em leitos formados por sedimentos não-uniformes. As actuais fórmulas de previsão, especialmente a expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001, mostram um comportamento deficiente nos casos em que existe uma percentagem significativa de material grosseiro ou em que a velocidade do escoamento é baixa. O autor propõe uma nova fórmula de cálculo, que é apresentada na Equação 4.83, e tem como base a Equação CSU, que também deu origem à Equação de RICHARDSON E DAVIS 2001 (MOLINAS 2003).

$$d_s = 2 \cdot b \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_3 \cdot K_i \cdot K_4^* \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} \cdot Fr^{0,43} \quad (4.83)$$

em que todos os termos comuns com a expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001 mantêm o seu significado, K_i é o factor de início de erosão e K_4^* é o factor de redução relativo à fracção de grosseiros (MOLINAS 2003).

A Figura 4.5 mostra um gráfico de medições efectuadas no terreno e resultados de previsão com a Equação CSU, comprovando as deficiências atrás descritas.

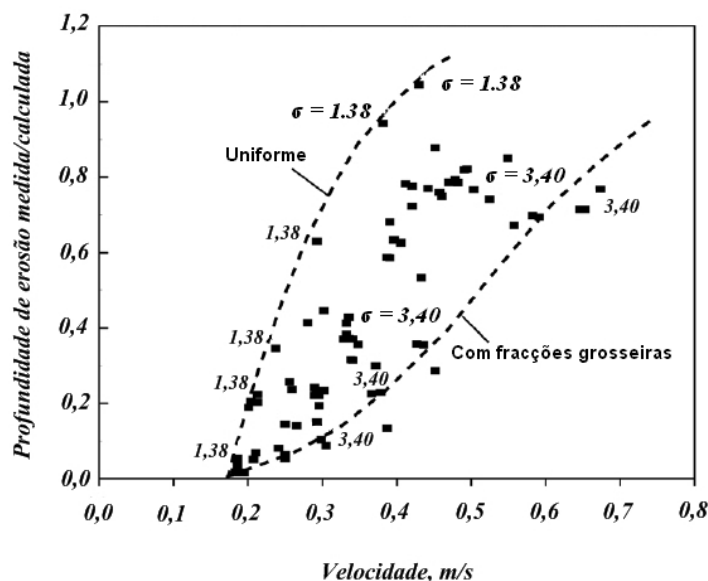


Figura 4.5 – Discrepância entre valores medidos e calculados pela Equação CSU, em função da velocidade (adaptado de MOLINAS 2003).

O autor conclui que, para velocidades do escoamento elevadas, a profundidade de erosão sem transporte sólido generalizado tende para um valor máximo, sendo função do tamanho do material grosseiro presente nos fundos. Essa velocidade é designada por velocidade crítica, U_c , e marca o momento em que todo o leito do rio é mobilizado e onde se atinge a condição de transporte sólido generalizado. É dada pela Equação 4.84 (MOLINAS 2003).

$$U_c = K_c \cdot D_{cfm}^{1/3} \cdot h^{1/6} \quad (4.84)$$

em que K_c é um coeficiente que no S. I. tem o valor de 6,625, D_{cfm} é o diâmetro médio do material grosseiro, e h é a profundidade de escoamento. O valor de D_{cfm} é calculado a partir da Equação 4.85. Este factor introduz os efeitos da graduação dos sedimentos do leito. Na falta de informação para o cálculo desta grandeza e não havendo descontinuidades significativas nas curvas granulométricas, é possível utilizar o valor de D_{90} para representar este parâmetro (MOLINAS 2003).

$$D_{cfm} = \frac{D_{85} + 2 \cdot D_{90} + 2 \cdot D_{95} + D_{99}}{6} \quad (4.85)$$

O autor introduz no cálculo da profundidade de erosão a definição de velocidade de início de remoção de material, U_i . Esta grandeza deriva da velocidade crítica e é apresentada pela Equação 4.86 (MOLINAS 2003).

$$U_i = K'' \cdot D_{35}^{1/3} \cdot h^{1/6} \quad (4.86)$$

em que K'' é um coeficiente que resulta da experiência e, para unidades do S. I., toma o valor de 2,65, quando se introduz D_{35} em metros (MOLINAS 2003).

Da determinação destas duas velocidades relacionadas com o início do movimento das partículas que compõe os fundos é definida a velocidade de acréscimo adimensional, ψ , dada pela Equação 4.87. Este parâmetro toma o valor de zero quando se dá o início do processo de erosão e toma o valor de 1,0 quando todo o leito é movimentado, ou seja, quando o escoamento atinge as condições críticas (MOLINAS 2003).

$$\psi = \frac{U - U_i}{U_c - U_i} \quad 0 \leq \psi \leq 1 \quad (4.87)$$

A Equação CSU introduz um factor relacionado com o tamanho dos sedimentos, mas segundo o estudo realizado por Molinas, este não retrata com fiabilidade o que se passa na realidade. Logo, o autor apresenta uma nova equação que retrata esta influência. Este parâmetro, denominado por factor de redução relativo à fracção de grosseiros, K_4^* , é apresentado na Equação 4.88 (MOLINAS 2003).

$$K_4^* = 1,25 + 3 \cdot \sqrt{\frac{D_{cfm}}{D_{50}}} \cdot \psi^{0,60} \cdot \ln(\psi + 0,5) \quad 0 \leq K_4^* \leq 1 \quad 0 \leq \psi \leq 1 \quad (4.88)$$

Os parâmetros que entram na expressão foram apresentados nas Equações 4.85 e 4.87, definidores das características do movimento e da granulometria do material (MOLINAS 2003).

A Figura 4.6 mostra uma comparação entre valores previstos pela Equação CSU e a mesma expressão considerando o novo parâmetro K_4^* , dado pela Equação 4.88. Como se pode observar os valores calculados com o ajuste feito por Molinas mostram uma boa aproximação com a realidade para velocidades baixas. Nas velocidades superiores ambas as equações tendem a aproximarem-se (MOLINAS 2003).

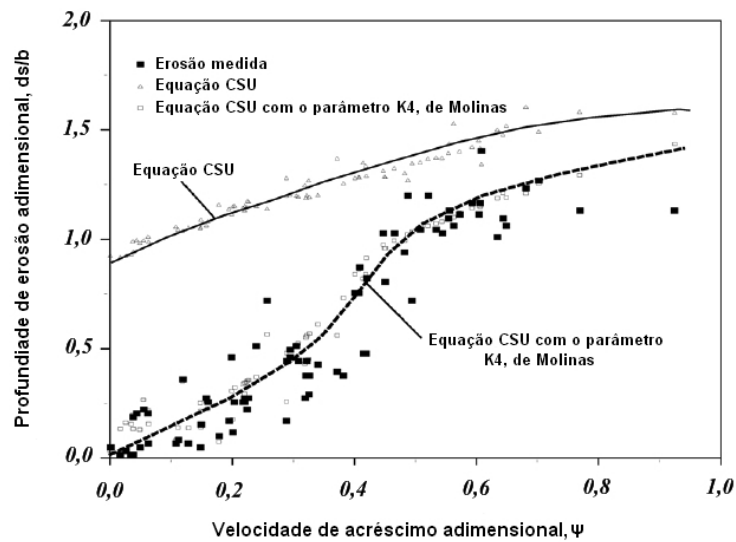


Figura 4.6 – Comparação da Equação CSU com a mesma expressão adicionada do parâmetro K_4^* de Molinas (adaptado de MOLINAS 2003).

Molinas introduz, também, um parâmetro relativo à velocidade de início do processo de erosão, K_i . Este parâmetro é dado pela Equação 4.89. A formulação da Equação CSU foi feita tendo como base o movimento em areias finas fazendo com que, nas fórmulas existentes, o movimento se inicie para velocidades do escoamento baixas. Para elementos de maiores dimensões o início de movimento dá-se para regimes de intensidade do escoamento mais elevada, sendo necessário, segundo o autor, uma correcção (MOLINAS 2003).

$$K_i = \left(1 - \frac{U_i}{U}\right)^{0,45} \quad U > U_i \quad (4.89)$$

A expressão final de cálculo proposta por Molinas resulta de toda a apresentação efectuada atrás. Esta tenta ser uma alternativa mais fiável às equações já existentes, sobretudo nos casos em que o material

constituente do leito do rio apresenta uma granulometria extensa, com forte presença de materiais grosseiros e em que as velocidades não sejam muito elevadas (MOLINAS 2003).

4.1.3.5. Outras expressões existentes.

As quatro expressões apresentadas foram consideradas como sendo as mais importantes na estimativa da profundidade de erosão, quer pela recomendação no seu uso, quer pela quantidade de parâmetros que incluem no processo de erosão. Contudo, existem várias outras expressões na literatura a ter em conta. Estas equações tem certas condições de aplicação que se podem adequar melhor a determinados casos de estudo e fornecer resultados mais fiáveis. O Quadro 4.12 apresenta essas expressões, referindo ainda, sempre que possível, as correspondentes condições de aplicação.

Quadro 4.12 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão local em pilares de pontes.

Origem	Equação		Condições de aplicação e observações
Ahmad (1953)	$d_s = K \cdot U^{2/3} \cdot h^{2/3} - h$	(4.90)	K toma valores entre 1,3 e 2,3 (MUELLER E WAGNER 2005).
Larras (1963)	$d_s = 1,05 \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b^{0,75}$	(4.91)	
Laursen (1958)	$\frac{b}{h} = 5,5 \cdot \frac{d_s}{h} \cdot \left[\left(\frac{d_s}{11,5 \cdot h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right]$	(4.92)	Aplicável a casos com transporte sólido generalizado (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Laursen (1963)	$\frac{b}{h} = 5,5 \cdot \frac{d_s}{h} \cdot \left[\frac{\left(\frac{d_s}{11,5 \cdot h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0,5}} - 1 \right]$	(4.93)	Aplicável a casos sem transporte sólido generalizado. Tem em conta as condições de início do movimento (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Breusers (1965)	$d_s = 1,4 \cdot b$	(4.94)	Deriva de dados de escoamentos sujeitos a marés (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Blench (1969)	$\frac{d_s + h}{h_r} = 1,8 \cdot \left(\frac{b}{h_r} \right)^{0,25}$	(4.95)	O parâmetro h_r representa a altura de regime do escoamento e é dada pela expressão $h_r = 1,48 \cdot \left(q^2 / F_B \right)^{1/3}$, em que $F_B = 1,9 \cdot D_{50}^{0,5}$. As unidades de q são m ³ /s/m e de D_{50} são milímetros (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Shen et al. (1969)	$d_s = 0,000223 \cdot \left(\frac{U \cdot b}{\nu} \right)^{0,619}$	(4.96)	Esta expressão é para viscosidade cinemática da água, ν , igual a 10 ⁻⁶ m ² /s (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Shen e Maza (1969)	$d_s = 11,0 \cdot \frac{U^2}{g} \quad Fr_p \leq 0,2$	(4.97)	O valor do número de Froude do pilar é dado por $U / (g \cdot b)^{0,5}$ (MUELLER E WAGNER 2005).
	$d_s = 3,4 \cdot g^{-0,33} \cdot b^{0,67} \cdot U^{0,67} \quad Fr_p > 0,2$	(4.98)	
Coleman (1971)	$\frac{U}{\sqrt{2 \cdot g \cdot d_s}} = 0,6 \cdot \left(\frac{U}{b} \right)^{0,9}$	(4.99)	

Quadro 4.12 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão local em pilares de pontes (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Hancu (1971)	$d_s = 2,42 \cdot b \cdot \left(\frac{2 \cdot U}{U_c} - 1 \right) \cdot \left(\frac{U_c^2}{g \cdot b} \right)^{1/3}$	(4.100) Para casos com transporte sólido generalizado, $(2 \cdot U / U_c - 1)$ vale 1,0 (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Neill (1973)	$d_s = K_f \cdot b$	(4.101) $K_f = 1,5$ para pilares circulares ou redondos nas extremidades, $K_f = 2,0$ para pilares rectangulares (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Breusers et al. (1977)	$d_s = \phi \left(\frac{U}{U_c} \right) \cdot \left[2,0 \tanh \left(\frac{h}{b} \right) \right] \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b$	(4.102) $\phi(U/U_c) = 0$ $U/U_c \leq 0,5$ $\phi(U/U_c) = (2U/U_c - 1)$ $0,5 < U/U_c < 1$ $\phi(U/U_c) = 1$ $U/U_c > 1$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Jain e Fischer (1980)	$d_s = 1,86 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,5} \cdot (Fr - Fr_c)^{0,25}$	(4.103) $Fr = U / (g \cdot h)^{0,5}$ $Fr_c = U_c / (g \cdot h)^{0,5}$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Jain (1981)	$d_s = 1,84 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,3} \cdot Fr_c^{0,25}$	(4.104)
Melville (1987)	$d_s = K_{hb} \cdot K_U \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta$	(4.105) $K_{hb} = 2,4 \cdot b$ $b/h < 0,7$ $K_{hb} = 2 \cdot (h \cdot b)^{0,5}$ $0,7 < b/h < 5$ $K_{hb} = 4,5 \cdot h$ $b/h > 5$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Chitale (1988)	$d_s = 2,5 \cdot b$	(4.106)
Froehlich (1988)	$d_s = 0,32 \cdot b \cdot \phi \cdot Fr^{0,2} \cdot \left(\frac{b_p}{b} \right)^{0,62} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,46} \cdot \left(\frac{b}{D_{50}} \right)^{0,08}$	(4.107) De acordo com Landers e Mueller, em 1996, pensa-se que os dados obtidos, para a formulação da expressão, foram retirados em condições com transporte sólido generalizado. Contudo é corrente a aplicação da fórmula em condições diferentes. O factor adimensional ϕ é relativo à forma do pilar. Deve-se tomar o valor de 1,3 para pilares quadrados, 1,0 para pilares de extremidade redonda, e 0,7 para pilares de extremidade angular (CHASE E HOLNBECK 2004).
Froehlich Design (1988)	$d_s = 0,32 \cdot b \cdot \phi \cdot Fr^{0,2} \cdot \left(\frac{b_p}{b} \right)^{0,62} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,46} \cdot \left(\frac{b}{D_{50}} \right)^{0,08} + b$	(4.108) De modo a que a profundidade de erosão nunca seja estimada por defeito, o autor adicionou a largura do pilar à expressão de avaliação, também por ele formulada. Tem como objectivo principal o uso no dimensionamento dos pilares (CHASE E HOLNBECK 2004).
Melville e Sutherland (1988)	$d_s = K_U \cdot K_h \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b$	(4.109) Para um pilar alinhado com o escoamento, a profundidade máxima é calculada considerando $K_U = K_h = K_\theta = 1$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 4.12 – Outras expressões para a estimativa da profundidade de erosão local em pilares de pontes (continuação).

Origem	Equação	Condições de aplicação e observações
Breusers e Raudkivi (1991)	$d_s = 2,3 \cdot K_h \cdot K_f \cdot K_D \cdot K_\sigma \cdot K_\theta \cdot b \quad (4.110)$	Para um pilar alinhado com o escoamento, a profundidade máxima é calculada considerando $K_h = K_\theta = 1$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Gao et al. (1993)	$d_s = 0,46 \cdot K_f \cdot b^{0,60} \cdot h^{0,15} \cdot D_m^{-0,07} \cdot \left[\frac{U - U_c'}{U_c - U_c'} \right]^\eta$ $U_c = \left(\frac{h}{b} \right)^{0,14} \cdot \sqrt{17,6 \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \cdot D + 6,05 \times 10^{-7} \cdot \left(\frac{10 + h}{D^{0,72}} \right)}$ $U_c' = 0,645 \cdot \left(\frac{D}{b} \right)^{0,053} \cdot U_c \quad (4.111)$ $\eta = 1,0 \quad U < U_c$ $\eta = \left(\frac{U_c}{U} \right)^{9,35 + 2,23 \cdot \log(D)} \quad U > U_c$	Esta expressão foi formulada a partir de 212 registos em condições com transporte sólido generalizado e 40 sem transporte sólido generalizado. É usada há mais de 20 anos pelos engenheiros chineses (MELVILLE E COLEMAN 2000). K_f vale 1,0 para pilares cilíndricos, 0,8 para pilares redondos nas extremidades e 0,66 em pilares com aresta viva. A análise das condições do escoamento e consequente escolha da expressão de cálculo é feita através da velocidade crítica. U_c' representa a velocidade do escoamento de aproximação associada à velocidade crítica de início do movimento, U_c . As unidades da expressão principal e das fórmulas intermédias estão no S.I. (CHASE E HOLNBECK 2004).
Ansari e Qadar (1994)	$d_s = 0,86 \cdot b_p^{3,0} \quad b_p < 2,2m \quad (4.112)$ $d_s = 3,60 \cdot b_p^{0,4} \quad b_p > 2,2m \quad (4.113)$	Estas expressões foram formuladas com base em mais de 100 medições, a partir de 12 origens diferentes e países. Cerca de 40 medições foram realizadas na Índia (MELVILLE E COLEMAN 2000).
Mississippi (1995)	$d_s = 0,9 \cdot b_p^{0,6} \cdot h^{0,4} \quad (4.114)$	

As expressões apresentadas no Quadro 4.12 devem ser aplicadas com algumas reservas, respeitando o mais possível as suas condições de aplicação. Será muito perigoso considerar os seus resultados como válidos quando não se conhece bem os seus fundamentos. Esta situação é frequente na elaboração de estudos para projectos porque esta ferramenta de cálculo é de fácil aplicação e permite obter valores mais ou menos desejados. Ou seja, é possível encontrar uma expressão que, apesar de não se aplicar ao caso de estudo, valida a solução escolhida.

De modo a construir uma base de dados mais fiável e de maior interesse para as situações de projecto e/ou avaliação da estabilidade de pontes, pretendeu-se apresentar as equações acompanhadas do máximo conhecimento possível sobre as suas características. Contudo, nem sempre foi possível obter informações credíveis para esta avaliação, pelo que algumas expressões são apresentadas sem quaisquer comentário e/ou observação.

4.1.3.6. Análise das expressões apresentadas.

Devido às condições de formulação e de ensaio em que foram desenvolvidas as várias expressões estudadas consideram diferentes factores como responsáveis pelo fenómeno de erosão em pilares de pontes.

Existem expressões muito simplistas como, por exemplo, as que consideram a largura do pilar como sendo o único factor interveniente. Estas equações podem fornecer resultados bastante falaciosos (e perigosos) dado que não traduzem as reais condições da acção do escoamento sobre o pilar, não considerando factores como, por exemplo, a orientação das correntes ou a profundidade do rio. Devido à sua facilidade de aplicação é normal que, em situações de projecto ou de avaliação, sejam utilizadas sem grandes reservas ou reflexões, o que pode conduzir a graves erros.

Outras têm em linha de conta muitos parâmetros e relacionam-nos entre si através de factores adimensionais que tentam incluir, apenas, a influência desse factor. São exemplo as fórmulas mais recentes como a de MELVILLE E COLEMAN 2000 e a de RICHARDSON E DAVIS 2001. Estas expressões são mais completas e, teoricamente, incluem todos os factores que intervêm no processo, o que representa uma forte evolução em relação ao passado. Contudo, cada parâmetro não deixa de ser considerado separadamente dos restantes o que leva a que a interacção dos vários processos que compõem o fenómeno de erosão não seja abordada de forma directa. Em geral, isto conduz a estimativas demasiadamente conservativas. Porém, em determinados casos específicos, é possível que a interacção entre dois ou mais factores provoquem uma amplificação das profundidades das fossas de erosão, e que não é previsto na aplicação das expressões.

De modo a facilitar a escolha das expressões a aplicar a casos de estudo construiu-se um quadro que permite observar, de uma forma mais simples, a dependência de cada uma das equações em relação aos vários factores existentes. A apresentação é feita no Quadro 4.13. Desta forma, nas situações em que se sabe quais são os principais fenómenos presentes no escoamento sobre o pilar é possível ver no quadro quais as expressões que os consideram.

Como já foi referido anteriormente, a análise das expressões feita por um projectista ou um engenheiro que vai avaliar a situação de uma ponte existente não se deve resumir a esta tabela, porque não traduz as condições de aplicação. Recomenda-se o uso conjugado dos Quadros 4.12 e 4.13.

Quadro 4.13 – Expressões de cálculo existentes para a estimativa da profundidade de erosão local, em função dos seus parâmetros.

Origem	b	l	θ	g	v	σ_D	h	Δh	H	U	U_a	U_c	U_c'	U_l	Fr	Fr_c	Fr_p	D_{50}	D_m	τ_1	τ_c	t	t_e	Número de parâmetros
Ahmad (1953)							X			X														2
Larras (1963)	X	X	X																					3
Laursen (1958)	X						X																	2
Laursen (1963)	X						X													X	X			4
Breusers (1965)	X																							1
Blench (1969)	X						X	X																3
Shen et al. (1969)	X				X					X														3
Shen e Maza (1969)	X			X						X							X							4
Coleman (1971)	X			X						X														3
Hancu (1971)	X			X						X		X												4
Neill (1973)	X	X																						2
Breusers et al. (1977)	X	X	X				X			X		X												6
Jain e Fischer (1980)	X						X								X	X								4
Jain (1981)	X						X									X								3
Melville (1987)	X	X	X							X	X	X						X						7

Quadro 4.13 – Expressões de cálculo existentes para a estimativa da profundidade de erosão local, em função dos seus parâmetros (continuação).

Origem	b	l	θ	g	v	σ_D	h	Δh	H	U	U_a	U_c	U_c'	U_i	Fr	Fr_c	Fr_p	D_{50}	D_m	τ_1	τ_c	t	t_e	Número de parâmetros
Chitale (1988)	X																							1
Froehlich (1988)	X	X					X								X			X						5
Froehlich Design (1988)	X	X					X								X			X						5
Melville e Sutherland (1988)	X	X	X				X			X	X	X						X						8
Breusers e Raudkivi (1991)	X	X	X			X	X											X						6
Gao et al. (1993)	X	X	X				X			X		X	X						X					8
Ansari e Qadar (1994)	X'	X'																						2
Mississippi (1995)	X'	X'					X																	3
Richardson e Davis (2001a)	X	X	X				X		X	X		X		X	X			X	X					11
Melville e Coleman (2000)	X	X	X				X			X	X	X						X				X	X	10
Richardson e Davis (2001b)	X														X									2
Molinas (2003)	X	X	X				X		X	X		X		X	X			X	X					11

Legenda:

- X** Parâmetro existente
- X'** Sob a forma de b_p (largura projectada)

4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA.

4.2.1. IMPORTÂNCIA DA MODELAÇÃO NUMÉRICA E OS SEUS OBJECTIVOS.

Os modelos numéricos consistem, basicamente, em programas computacionais capazes de resolver as equações básicas da Mecânica dos Fluidos (CHANSON 1999).

Representam uma alternativa ou complemento aos modelos físicos, porque, em princípio, são mais baratos e de resposta mais rápida. Mas tal como os modelos físicos existem inconvenientes, como as hipóteses que estão na base matemática teórica e a dificuldade em traduzir os fenómenos físicos envolvidos nos processos fluviais (ANTUNES DO CARMO 2004).

Os resultados obtidos através de um modelo numérico podem ser incluídos na aplicação das expressões empíricas para determinação das profundidades de erosão (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.2.2. A ELABORAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO.

A elaboração de um modelo numérico deve ter em atenção os três patamares principais (ANTUNES DO CARMO 2004):

- Formulação matemática – equações que traduzem os princípios físicos;
- implementação de técnicas numéricas – permitem resolver as equações matemáticas estabelecidas;
- elaboração de uma estrutura computacional – resolução das equações matemáticas já discretizadas numericamente, através de um computador.

4.2.3. LEIS GERAIS QUE CONSTITUEM A BASE DOS MODELOS MATEMÁTICOS, MODELOS DE RESOLUÇÃO NUMÉRICA, SIMPLIFICAÇÕES ADOPTADAS E POSSÍVEIS ERROS A CONSIDERAR.

Os modelos numéricos são baseados nas leis da Mecânica dos Fluidos, que têm como objectivo a tradução dos fenómenos físicos envolvidos nos processos hidrodinâmicos e hidromorfológicos. Estes princípios são:

- princípio da conservação da energia;
- princípio da conservação da quantidade de movimento;
- princípio da conservação da massa líquida;
- princípio da conservação da massa sólida;
- princípio da dinâmica da fase sólida (ANTUNES DO CARMO 2004), (CHANSON 1999).

Para a resolução das equações que traduzem os fenómenos físicos envolvidos, é necessário aplicar um ou mais modelos matemáticos numéricos capazes de resolver as equações definidas. Existem vários métodos propostos por inúmeros autores e que devem ser aplicados consoante o caso em estudo, como por exemplo (ANTUNES DO CARMO 2004):

- Método das características;
- Métodos de diferenças finitas;
- Método dos elementos finitos;
- Método dos volumes finitos.

Para aplicação destes modelos numéricos, capazes de resolver as equações fundamentais da Mecânica dos Fluidos, é necessário discretizar uma malha de pontos que traduza as condições topográficas e batimétricas do domínio do estudo. As equações e a sua resolução são efectuadas para estes pontos. Determinados modelos que trabalham a duas ou três dimensões permitem a construção de malhas curvilíneas, possibilitando uma melhor adaptação às fronteiras do escoamento. Nas zonas principais do estudo a densidade de pontos deve ser maior do que na restante área. Desta forma consegue-se resultados mais apurados e detalhados nas zonas importantes e reduz-se o tempo de cálculo, porque o número de operações é menor.

É obrigatório, também, a definição das condições de fronteira a montante e a jusante da secção em estudo, bem como os pontos singulares existentes. Todos estes pontos permitem a introdução de informação conhecida e de secções de controlo do escoamento.

Registos existentes, campanhas para medições de determinadas grandezas e a construção de modelos físicos permitem calibrar e/ou validar o modelo numérico. Só a partir da validação do modelo é que este se torna uma boa ferramenta para o engenheiro (CHANSON 1999).

Como em vários métodos de resolução de problemas físicos, neste também é necessário efectuar determinadas simplificações. Estas resultam, por exemplo, da compreensão insuficiente de determinados fenómenos, da dificuldade de tradução matemática de certas etapas dos processos, ou na dificuldade de processamento de cálculo, visto que, apesar do grande avanço informático registado nas últimas décadas, por vezes, estas ferramentas não são suficientes. As simplificações mais frequentemente adoptadas decorrem da consideração de (CHANSON 1999):

- regime uniforme;
- regime permanente;
- regime gradualmente variado;
- aplicar as equações de Darcy, Chézy ou Manning-Strickler, admitindo a validade das expressões da resistência ao movimento, o que pressupõe um movimento uniforme.

À aplicação destas ferramentas estão inerentes possíveis erros, que alterarão o resultado da erosão prevista. Em geral, esses erros estão associados às seguintes situações (ANTUNES DO CARMO 2004):

- ocorrência de processos físicos não descritos pelas equações;
- validades dos esquemas numéricos adoptados na resolução das equações;
- procedimentos de esquematização e discretização;

- erros na topografia e/ou nos dados hidrológicos;
- procedimento de calibração e validação.

4.2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.

4.2.4.1. Quanto aos processos que descrevem.

- Descrição da hidrodinâmica, com aplicação a casos de escoamentos em regime permanente e propagação de ondas longas que, em geral, resultam de eventos de precipitação intensos. Neste caso os modelos conterão equações de conservação da quantidade de movimento e da massa líquida.
- Descrição da morfodinâmica, com inclusão da fase sólida e da interacção da fase líquida com esta. Os modelos contém equações adicionais da dinâmica sedimentar e de conservação dos sedimentos (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.4.2. Quanto ao tipo de escoamento dominante.

- Unidimensionais (uma das dimensões é muito mais relevante que as restantes ou é irrelevante o que se passa nas restantes);
- bidimensionais (duas dimensões do domínio são equivalentes ou muito superiores à restante, ou quando o escoamento se processa nas duas direcções principais e é irrelevante o que se passa na terceira);
- tridimensionais (caso mais geral, em que o escoamento se processa nas três dimensões ou é igualmente relevante em todas), o que é uma classificação puramente geométrica (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.4.3. Quanto à dimensão do escoamento.

- 1DH (1-D Longitudinal)
- 1DV (1-D Vertical)
- 2DH (2-D Longitudinal Lateral)
- 2DV (2-D Longitudinal Vertical)
- 2.5DH ou quase-3D
- 3D (ANTUNES DO CARMO 2004).

Na Figura 4.7 é apresentado um esquema dos volumes elementares associados às várias dimensões de análise de um escoamento. Antes da escolha do modelo numérico a aplicar ao caso de estudo é conveniente analisar as suas características de modo a que a situação real seja simulada de forma correcta. Desta forma as simplificações efectuadas no cálculo serão menores e o resultado mais preciso.

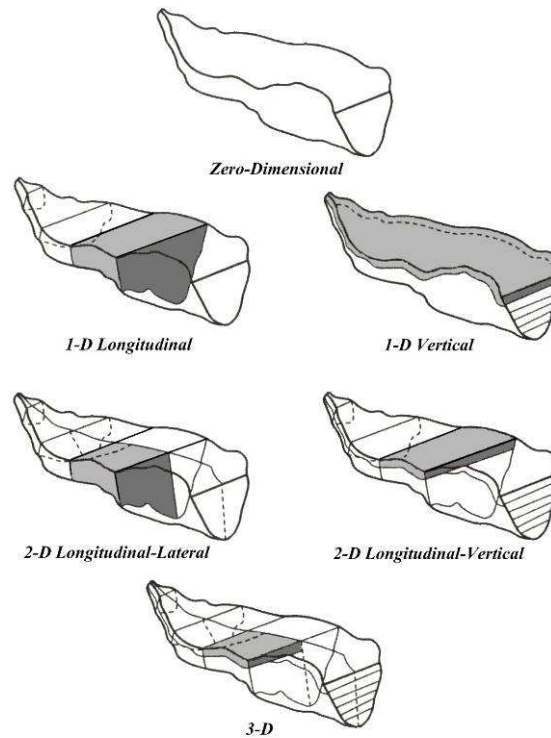


Figura 4.7 – As várias dimensões a considerar na simulação de um escoamento através de um modelo matemático (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.5. MODELOS HIDRODINÂMICOS.

No domínio da Hidráulica Fluvial a utilização de modelos 1DH e 1DV permite, na maioria dos casos, cumprir os objectivos do estudo. Contudo, em determinados estuários, em que a largura é dominante em relação à altura do escoamento, poderão exigir o recurso a modelos 2DH, 2.5DH ou quase-3D (ANTUNES DO CARMO 2004).

Os modelos de correntes 1DH vulgarmente utilizados em estudos do âmbito fluvial são constituídos pelas equações da conservação da massa e da quantidade de movimento. Estas são designadas no meio científico por equações de Saint-Venant ou “shallow water equations” (ANTUNES DO CARMO 2004).

Resolvendo as equações da conservação que compõem os modelos numéricos é possível determinar as grandezas que definem o escoamento ao longo do trecho em estudo, no caso de modelos 1DH e nos vários pontos da malha de cálculo nos modelos 2DH. Estas grandezas são a altura do escoamento, a área molhada da secção, o caudal e a velocidade segundo um ou dois eixos, respectivamente. No caso de modelos *quasi*-3D obtém-se, geralmente, os valores da profundidade em todos os eixos verticais dos nós da malha bidimensional em planta e das três componentes da velocidade em todos os nós (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.6. MODELOS DE DINÂMICA SEDIMENTAR.

Estes modelos têm como objectivo analisar a interacção entre as fases sólida e líquida de um sistema fluvial. Contudo, a construção de um modelo de simulação e a interpretação do produto destes modelos carecem de uma maior compreensão dessas interacções. As investigações e a aplicação a situações de projecto permitiram aumentar o conhecimento neste campo. Assim, na actualidade a simulação entre a dinâmica do escoamento e das suas fronteiras sólidas, fixas ou móveis, apresenta níveis bastante aceitáveis do ponto de vista qualitativo. Por vezes, o facto de os módulos sedimentar e hidrodinâmico estarem colocados em módulos diferentes faz com que a sua interacção seja prejudicada (ANTUNES DO CARMO 2004).

A interacção entre os módulos sedimentar e hidrodinâmico é muito importante no estudo de erosões em pilares. Estes modelos, para além de considerarem as modificações do leito e das margens do rio, devem ser capazes de permitir que as alterações morfológicas alterem as condições do escoamento, como, por exemplo, a velocidade média. Assim, as alterações da secção transversal e das características hidráulicas vão ter efeito sobre o movimento e sedimentação das partículas, permitindo que este efeito mude ao longo da simulação, aproximando-se da situação real.

Contudo, alguns modelos mais simples ou que não foram construídos de base para estes estudos, calculam a profundidade de erosão através da aplicação de uma qualquer expressão para uma determinada situação de escoamento. Permitem que as condições de simulação se alterem ao longo do tempo mas avaliam a erosão sem considerar a interacção atrás referida, ou seja, o erro do resultado é potencialmente maior.

Nos estudos de âmbito fluvial, em regime variável com superfície livre, é vulgar o recurso a modelos hidrodinâmicos 1DH complementados com equações que traduzam a dinâmica sedimentar e a conservação dos sedimentos. Desta forma, consegue-se ultrapassar o recurso a modelos morfodinâmicos de grande capacidade e custo (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.7. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS MODELOS NUMÉRICOS.

4.2.7.1. Modelos Unidimensionais (1D).

Os modelos unidimensionais são usados para estimar a velocidade e a profundidade médias do escoamento, o que combinado com expressões analíticas de previsão de erosão permite o cálculo das profundidades esperadas. Não fornecem qualquer informação acerca da distribuição lateral do escoamento, o que é importante nos processos de erosão e não são capazes de distribuir as correntes em curvas ou na presença de taludes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A qualidade dos modelos unidimensionais aplicados ao estudo dos fenómenos de erosão fluvial e/ou marítima é, efectivamente, dependente das equações de transporte de sedimentos que os compõe. Os modelos HEC-6 (US Army Corps of Engineers, USACE) e MIKE 11 (Danish Hydraulics Institute, DHI) são usados na previsão de assoreamento ou desassoreamento do leito de rios (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Modelos unidimensionais horizontais (1DH).

Não consideram a componente da velocidade na direcção vertical e na direcção horizontal normal à propagação do escoamento. Ou seja, apenas analisam o escoamento na sua direcção principal. Resultam da integração vertical e lateral das equações de continuidade e da quantidade de movimento

segundo a direcção do escoamento, admitindo a hipótese da hidrostaticidade. Devido às simplificações associadas e às equações que estão na sua base, o perfil de velocidades é considerado uniforme na direcção vertical, não havendo, portanto, estratificação do escoamento segundo esta direcção. Como exemplos deste tipo de modelos tem-se o HEC-RAS (US Army Corps of Engineers, USACE), já mencionado, e o ISIS FLOW (Halcrow Group & Wallingford) (ANTUNES DO CARMO 2004).

Modelos unidimensionais verticais (1DV).

Ao contrário dos modelos atrás descritos os modelos 1DV estudam o escoamento ao longo do eixo vertical. Desta forma, não fornecem qualquer informação sobre o escoamento nas duas direcções horizontais (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.7.2. Modelos Bidimensionais (2D).

O desenvolvimento de modelos bidimensionais para o estudo das correntes de um rio representa um avanço significativo na determinação da distribuição lateral de correntes. Estes modelos são capazes de simular a transferência de energia cinética segundo duas direcções o que permite obter informação sobre a distribuição da corrente ao longo do canal (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Duas aplicações possíveis no estudo dos fenómenos de erosão, e que não estão ao alcance da generalidade dos modelos unidimensionais, são (MELVILLE E COLEMAN 2000):

- a determinação da distribuição de velocidades na secção de aproximação a uma ponte de múltiplos vãos num rio largo, para determinação da estimativa da profundidade de erosão;
- incorporação do efeito da contracção do escoamento do leito de cheia para o leito menor do rio ou na secção da ponte.

Exemplos destes modelos são o MIKE 21 (Danish Hydraulics Institute, DHI), o RMA-2 (US Army Corps of Engineers, USACE), o TABS-2 (Waterways Experiment Station of the USACE, WES) e o FESWMS-2DH (US Geological Survey, USGS) (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É importante notar que, nestes modelos, não existe uma boa relação entre o desassoreamento do leito do rio e a erosão lateral. Ou seja, as previsões do abaixamento dos fundos serão, à partida, superiores, devido a não ser considerado a contribuição dos sedimentos provenientes das margens ou a diminuição da velocidade do escoamento por aumento da secção do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Modelos bidimensionais horizontais (2DH).

Resultam de integração vertical das duas equações da quantidade de movimento nas duas direcções horizontais do escoamento, admitindo a hipótese hidrostática. A estratificação do escoamento não é considerada. Como exemplo apresentado, refira-se o modelo (já mencionado) RMA-2 (US Army Corps of Engineers, USACE) (ANTUNES DO CARMO 2004).

Modelos bidimensionais verticais (2DV).

Tal como os modelos 1DV, efectua-se uma análise do escoamento através da sua estratificação vertical. No entanto, fornecem, também, informação sobre a direcção principal do escoamento ignorando, apenas, a direcção normal à última (ANTUNES DO CARMO 2004).

4.2.7.3. Modelos Tridimensionais (3D).

Os modelos tridimensionais de regimes turbulentos permitem simular escoamentos fluviais num âmbito mais geral. Apesar de serem, em geral, modelos realistas, co-existem com o desafio de determinar uma abordagem mais fiável e mais consistente com os fenómenos observados (MELVILLE E COLEMAN 2000). Resolvem as equações de Navier-Stokes completas, segundo as três direcções (ANTUNES DO CARMO 2004).

Exemplos de modelos tridimensionais são o FLOW-3D (FlowScience of the USA), que é tido como uma ferramenta versátil e que permite obter uma descrição detalhada do escoamento nas vizinhanças de obstruções, o CH3D (US Army Corps of Engineers, USACE) e o Delft3D (TU Delft) (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os modelos tridimensionais não são, hoje em dia, de uso geral ao nível dos estudos correntes de engenharia devido aos recursos informáticos envolvidos e à necessidade de compreensão dos correspondentes (complexos) fenómenos físicos envolvidos e das formulações numéricas necessárias para o correcto funcionamento do modelo. De modo a que se possa usar com confiança os modelos numéricos existentes e prever os fenómenos de erosão é ainda necessário que haja dados para a calibração e/ou validação do modelo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.2.7.4. Modelos de diferentes dimensões.

Modelos do tipo tubo de corrente.

O método do tubo de corrente permite realizar um estudo em que a descrição do escoamento está entre a fornecida nos modelos unidimensionais e os modelos bidimensionais. A grande vantagem do método do tubo de corrente é a possibilidade de variar a rugosidade transversal das fronteiras do escoamento e de simular a erosão dos fundos do rio. Contudo, este método não permite reproduzir correctamente a distribuição de velocidades numa secção contraída ou numa curva, parâmetros importantes no desenvolvimento e formação dos processos de erosão, como por exemplo, na erosão devido à contracção do escoamento. Um modelo existente baseado neste método é o BRI-STARS, para rios com leito formado por material aluvionar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Modelos do tipo 2.5DH ou quasi-3D.

Estes modelos determinam as componentes da velocidade do escoamento segundo as três direcções do escoamento, tomando como simplificação a distribuição hidrostática de pressões. Desta forma, é possível desprezar as acelerações verticais do escoamento. Os resultados produzidos por estes modelos são bastante satisfatórios apesar das simplificações que efectuam, dado que o erro introduzido é, em geral, menor do que a incerteza que acompanha a sua aplicação (ANTUNES DO CARMO 2004).

São importantes na simulação do escoamento em rios com curvas e tem potencial de aplicação nas secções de atravessamentos de pontes. Apesar de estes modelos exigirem uma quantidade apreciável

de dados, o que exige maiores suportes informáticos, possuem técnicas para contornar esta necessidade, enquanto descrevem aspectos importantes do escoamento tridimensional (MELVILLE E COLEMAN 2000).

4.2.8. METODOLOGIA PARA A APLICAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO.

Pretendeu-se neste subcapítulo desenvolver uma metodologia para a aplicação de um modelo numérico ao estudo da erosão em pilares de pontes. Com isto torna-se mais fácil, em situações de projecto ou em casos de pontes já existentes, a escolha e aplicação destes modelos.

Com os inúmeros modelos existentes no mercado, alguns deles de utilização livre, é tentador aplicá-los sem conhecer totalmente as suas propriedades. O fluxograma proposto procura orientar o engenheiro a percorrer várias etapas de modo a que a escolha, aplicação e interpretação dos resultados obtidos seja feita de forma correcta. Com a tipificação destas análises garante-se que os estudos efectuados seguem um determinado critério e que não resultam apenas da facilidade de aplicação destas ferramentas.

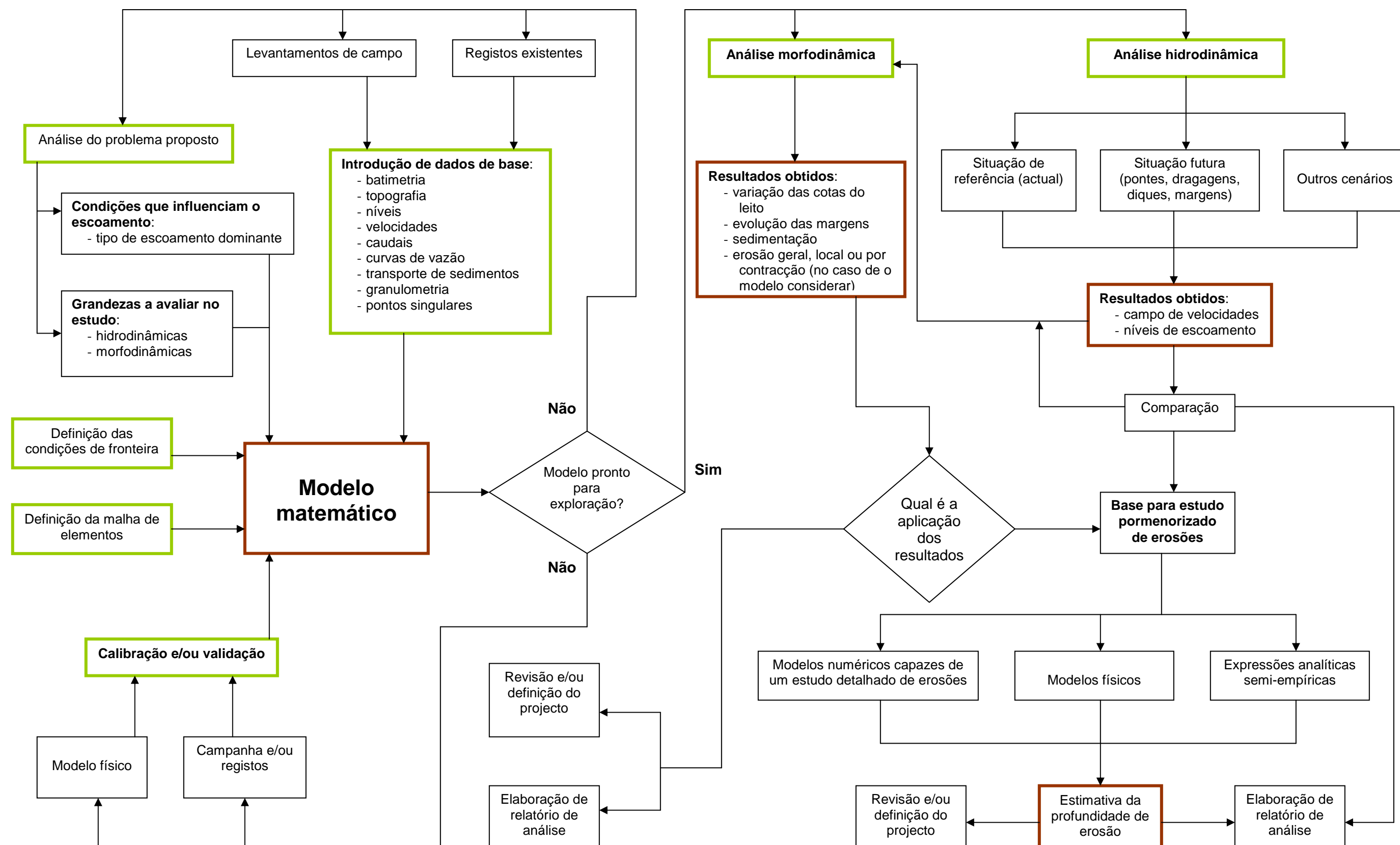
O fluxograma apresentado na Figura 4.8 resulta da compilação e análise de vários métodos e de algumas aplicações observadas. Um dos objectivos prendeu-se com a ligação às expressões analíticas semi-empíricas, dado que, no caso de se possuir apenas um modelo de análise hidrodinâmica, os dados obtidos nesse modelo, podem ser introduzidos na aplicação das expressões.

As caixas do fluxograma que estão delimitados por traços mais grossos pretendem chamar a atenção do leitor para os correspondentes passos/elementos, devido à sua importância. As que estão a cor castanha são as componentes que podem resumir o fluxograma e representam os objectivos que o estudo pretende atingir. As que estão a cor verde representam as etapas principais do processo e são as que requerem uma maior atenção por parte do engenheiro.

Quando se observa o fluxograma é possível verificar que existem no mesmo, áreas e fases bastante distintas para a sua aplicação. O primeiro passo consiste numa análise das condições do escoamento para se proceder à escolha da dimensão do modelo matemático. De facto, por vezes, adoptam-se modelos de dimensão inferior por uma questão de facilidade de manuseamento, gestão, obtenção de dados e de redução de custos. Será necessário avaliar a sua influência no resultado final. Outro passo necessário para o desenvolvimento do estudo será a obtenção da maior quantidade de dados disponíveis, tanto para a simulação como para a calibração. Esta representa o último passo antes da aplicação efectiva do modelo. As outras grandes fases e áreas são a simulação do modelo para as condições desejadas e a aplicação dos resultados obtidos.

Como é possível observar, estes modelos podem interagir com outras ferramentas de cálculo se tal se verificar necessário ou se o modelo não permitir o cálculo directo da profundidade de erosão.

Figura 4.8 – Metodologia para a aplicação de um modelo numérico ao estudo da erosão em pilares de pontes.



4.2.9. ANÁLISE DE MODELOS NUMÉRICOS.

No mercado existem vários modelos que permitem o estudo da erosão em ambientes fluviais. Neste subcapítulo pretende-se estudar as características, potencialidades e limitações de alguns desses modelos. Tal como nas expressões de cálculo, nos modelos numéricos é também necessário conhecer as suas capacidades e, sobretudo, as suas limitações para que os resultados obtidos tenham validade científica.

O primeiro passo prende-se com a escolha dos modelos a estudar. Foram escolhidos modelos de diferentes dimensões de análise do escoamento com capacidade de análise sedimentar. De referir que o modelo RMA-2 é um modelo apenas de análise hidrodinâmica mas é utilizado no estudo de erosões através do controlo das velocidades ao longo do rio. É um processo algo criticável porque despreza certos componentes responsáveis pelo desenvolvimento das cavidades de erosão, que nem sempre são estudados à posteriori da aplicação do modelo.

Cada um dos modelos foi estudado com base em informação disponível existente e em alguns exemplos de aplicação referidos na bibliografia. A primeira constatação feita foi a pouca utilização destas ferramentas para o estudo da erosão em pontes, ao nível da investigação aplicada. Existem muito poucos exemplos disponíveis, sendo a maior parte relativa a outras áreas como a qualidade da água, o transporte de sedimentos com poluentes e a simples análise hidrodinâmica. Pensa-se que a nível de projecto exista uma maior aplicação, contudo o acesso a utilizações específicas (também) é escasso.

Para a escolha e aplicação de um modelo matemático é importante conhecer as suas capacidades e a informação que dele se pode obter. Também, é necessário conhecer as suas limitações e simplificações, por vezes inerentes à formulação matemática, de modo a uma melhor compreensão e crítica dos resultados. Quando existem características particulares que influenciam bastante a situação real, apenas pela análise deste campo é possível, por vezes, rejeitar alguns modelos que, devido às simplificações que fazem, adulteram o estudo.

No Quadro 4.14 apresenta-se esta análise sob forma de resumo para uma melhor comparação. As informações obtidas para a caracterização dos diversos modelos teve como base a bibliografia que é apresentada no Anexo C. Tentou-se encontrar a maior quantidade possível de informação fiável para permitir uma avaliação comparativa adequada, considerando todos os aspectos. É possível que algumas vantagens e limitações de alguns modelos não estejam referidas, como são os casos dos modelos MIKE 11 e MIKE 21 C, dado que não houve uma aplicação própria para o estudo dos modelos. Só desta forma seria possível uma análise exaustiva e com critério similar, mas tal sairia do âmbito do trabalho proposto.

Quadro 4.14 – Análise de alguns modelos numéricos existentes no mercado.

Modelo	Classificação	Aplicação e/ou capacidades	Limitações
HEC-RAS	Unidimensional ou <i>quasi</i> -bidimensional	<p>Avaliação dos níveis da superfície livre num cenário de cheia em regime permanente;</p> <p>simulação do escoamento em regime não permanente;</p> <p>permite analisar um sistema fluvial constituído por mais do que um rio;</p> <p>cálculo do transporte de sedimentos e das alterações das fronteiras sólidas do canal;</p> <p>introdução dos sedimentos por fracções granulométricas;</p> <p>cálculo da profundidade total de erosão junto a uma ponte.</p>	<p>Limitações inerentes à formulação matemática que constitui a sua base:</p> <p>consideração de regime permanente no cálculo;</p> <p>escoamento gradualmente variado excepto em determinados pontos do sistema;</p> <p>despreza as componentes da velocidade nas direcções secundárias.</p>
HEC-6	Unidimensional	<p>Simulação da superfície livre e da linha de energia do escoamento;</p> <p>modelação da erosão e sedimentação;</p> <p>introdução dos sedimentos por fracções granulométricas;</p> <p>simulação do transporte de sedimentos e alteração provocada nos fundos;</p> <p>modelação da geometria do rio;</p> <p>análise de um sistema de canais, albufeiras e diques;</p> <p>pode constituir uma ferramenta de dimensionamento e estudo de dragagens em albufeiras;</p> <p>a principal análise temporal é a longo prazo.</p>	<p>Não permite simular cenários de desenvolvimento de meandros ou distribuição lateral de sedimentos ao longo de uma secção transversal;</p> <p>não simula a densidade nem correntes secundárias;</p> <p>implica um uso cuidadoso no estudo de eventos isolados de cheia;</p> <p>não permite o transporte de sedimentos entre rios divergentes;</p> <p>o modelo só permite que haja uma junção entre canais ou um ponto de entrada de caudal entre duas secções consecutivas;</p> <p>não permite simular as irregularidades do leito;</p>

Quadro 4.14 – Análise de alguns modelos numéricos existentes no mercado (continuação).

Modelo	Classificação	Aplicação e/ou capacidades	Limitações
MIKE 11	Unidimensional ou <i>quasi</i> -bidimensional	<p>Estudo de cheias com determinação de caudais e velocidades;</p> <p>previsão de cheias em tempo real;</p> <p>avaliação da concentração de sedimentos suspensos e da altura da camada existente no fundo;</p> <p>estudo do transporte de sedimentos e da morfologia do rio;</p> <p>optimização da operação de barragens e comportas;</p> <p>análise da rotura de barragens;</p> <p>operação de estruturas;</p> <p>avaliação da qualidade da água.</p>	Sem informação.
RMA-2	Bidimensional	<p>Avaliação do nível da superfície livre;</p> <p>estudo da distribuição das velocidades do escoamento para estudo do contorno de ilhas, atravessamento da secção de pontes, tendo um ou mais pontos de passagem;</p> <p>análise de escoamentos em rios, estuários e albufeiras;</p> <p>estudo do escoamento em contracções, alargamentos e confluências de rios;</p> <p>capacidade de simular eventos de cheia ou de seca;</p> <p>aceita uma grande variedade de condições de fronteira em cada nó;</p> <p>introduz os efeitos da força de Coríolis.</p>	<p>Considera uma distribuição hidrostática de pressões;</p> <p>efectua uma análise bidimensional no plano horizontal;</p> <p>não foi projectado para estudos a uma escala de grande pormenor;</p> <p>considera um fluido homogéneo no plano vertical;</p> <p>os efeitos da estratificação do escoamento estão para além das capacidades do modelo.</p>

Quadro 4.14 – Análise de alguns modelos numéricos existentes no mercado (continuação).

Modelo	Classificação	Aplicação e/ou capacidades	Limitações
MIKE 21 C	Bidimensional	<p>Avaliação do caudal e velocidade do escoamento em rios e estuários, em duas direcções;</p> <p>determinação da taxa de transporte e direcção dos sedimentos do leito do rio e em suspensão;</p> <p>análise do transporte de sedimentos, níveis do leito do rio e variações ao longo do espaço e ao longo do tempo.;</p> <p>evolução das margens e em curvas de rios com meandros, com inclusão destes sedimentos no transporte geral;</p> <p>estudo da erosão e sedimentação geral;</p> <p>análise da erosão por contracção e por confluência de escoamentos;</p> <p>introdução dos sedimentos por fracções granulométricas;</p> <p>introdução da força de Coriolis.</p>	Sem informação.
		<p>Simulação de escoamentos em águas pouco profundas, numa análise 2D ou 3D;</p> <p>modelação de transporte, erosão e sedimentação de partículas coesivas e não-coesivas, em suspensão ou no fundo do rio;</p> <p>estudo das alterações dos fundos de rios e canais;</p> <p>introdução dos sedimentos por fracções granulométricas;</p> <p>consideração dos fenómenos de turbulência, permitindo estudar fenómenos tridimensionais, como a erosão local em pilares.</p>	
Delft 3D	Tridimensional		<p>As alterações dos fundos e a densidade dos sedimentos não são considerados no módulo SED;</p> <p>neste último módulo apenas é possível uma análise a curto prazo;</p> <p>no módulo MOR o transporte de sedimentos é função, apenas, das forças do vento e das ondas;</p> <p>a simulação hidrodinâmica, sedimentar e das alterações dos fundos é feita de forma separada.</p>

De modo a facilitar a escolha de um modelo numérico para um qualquer caso de estudo, seja a nível de projecto ou a nível da monitorização da erosão numa ponte, construiu-se uma tabela que relaciona, de forma directa os vários modelos com as suas principais capacidades e limitações. No Quadro 4.15 é feita essa apresentação. Desta forma, é possível ter num pequeno quadro-resumo bastante informação sobre alguns modelos, tornando a análise das potencialidades e limitações e a consequente escolha mais simples. Pensa-se que é uma boa ferramenta, que permite poupar bastante tempo na análise e facilitar a decisão da escolha mais adequada.

A síntese apresentada resulta de toda a informação recolhida sobre este tema. Como se pode observar existem alguns espaços não preenchidos porque não possível obter toda a informação desejada. Contudo, para uma primeira análise por parte do(s) engenheiro(s) envolvidos pensa-se que será suficiente, permitindo, no mínimo, tomar conhecimento das características do modelo necessárias para a resolução do problema.

Quadro 4.15 – Síntese das características dos modelos numéricos estudados.

Características dos modelos	HEC-RAS	HEC-6	MIKE 11	RMA-2	MIKE 21 C	Delft3D
Unidimensional	x	x	x	ND	ND	ND
Quasi-bidimensional	x	ND	x	ND	ND	ND
Bidimensional	ND	ND	ND	x	x	x
Tridimensional	ND	ND	ND	ND	ND	x
Regime permanente	x	x	x	x	x	x
Regime não permanente	xL	ND	x	xL	x	x
Escoamentos lentos	x		x	x	x	x
Escoamentos rápidos	x		x	ND	x	x
Fracções de sedimentos	x	x	x	x	x	x
Sedimentos não coesivos		x	x			x
Sedimentos coesivos		ND	x			x
Malha de análise não uniforme		x		x	x	x
Malha de análise curvilínea					x	x
Hidrograma de caudais sólido e líquido a montante	x	x	x	x	x	x
Especificação de níveis a jusante	x	x	x	x	x	x
Sedimentação no leito cheia		ND			x	
Transporte de sedimentos em suspensão		x	x		x	x
Transporte de sedimentos do leito		x	x		x	x
Incorporação e avaliação da camada de protecção	x	x			x	x
Simulação de desenvolvimento de meandros		ND			x	
Simulação de vários rios	x	x		x	x	

Quadro 4.15 – Síntese das características dos modelos numéricos estudados (continuação).

Características dos modelos	HEC-RAS	HEC-6	MIKE 11	RMA-2	MIKE 21 C	Delft3D
Introdução de secções de pontes	x	ND		x		
Introdução de barragens	x	x	x	x		
Interacção com o mar	ND	ND		x		x
Erosão e sedimentação no leito	X	X	X	ND	X	x
Erosão por contracção da secção	X			ND	X	x
Erosão das margens				ND	x	
Erosão local de um pilar de uma ponte	x			ND	xP	

Legenda:

- x** Capacidade assegurada
- xL** Capacidade com limitações
- xP** Potencial para esta capacidade
- ND** Não disponível
- Não averiguado / Sem informação

No Anexo C é feita uma descrição pormenorizada das propriedades dos modelos numéricos apresentados nos Quadros 4.14 e 4.15. Esta informação é a base do resumo já apresentado e, por ser mais exaustiva, torna a comparação mais difícil, pelo que não é exposta no corpo principal desta dissertação.

O Anexo D aborda alguns exemplos de aplicação dos mesmos modelos numéricos ao estudo da erosão em pilares de pontes, permitindo ao leitor compreender melhor as suas funcionalidades. Como já foi referido anteriormente, a utilização destas ferramentas no estudo da profundidade de erosão em pilares não é muito comum ao nível da investigação aplicada. Assim, não é possível apresentar casos de aplicação da maioria dos modelos porque a grande parte das aplicações são feitas a nível empresarial e a sua consulta não está disponível.

4.3. MODELAÇÃO FÍSICA.

A modelação física consiste na representação à escala, em laboratório, de um determinado fenómeno físico com o objectivo de o estudar. É uma das técnicas existentes para o estudo do processo de erosão em pilares de pontes, tais como a modelação numérica ou a aplicação de expressões analíticas.

Apesar do desenvolvimento dos sistemas informáticos e da capacidade de simulação dos modelos numéricos, a modelação física continua a ser a ferramenta mais completa ao dispor do engenheiro. Na Figura 4.9 é possível visualizar um modelo físico construído para o estudo da erosão sobre os pilares de uma ponte sobre o Rio Limmat, na Suíça, devido ao caudal lançado por uma barragem localizada 80 metros a montante. O modelo está reproduzido à escala 1:40 (<http://www.vaw.ethz.ch>).



Figura 4.9 – Modelo físico de uma ponte sobre o Rio Limmat, na Suíça, para o estudo da erosão associada ao caudal lançado por uma barragem localizada a montante. O modelo está à escala 1:40 (<http://www.vaw.ethz.ch>).

A complexidade de alguns fenómenos físicos torna quase impossível a sua descrição através de expressões matemáticas de carácter teórico. Assim, as formulações existentes apoiam-se em determinadas simplificações que diminuem a capacidade de representação do mundo físico real e não permitem uma maior consistência na realização de previsões. Daí que as expressões apresentadas anteriormente no subcapítulo 4.1 possuam um carácter semi-empírico e não resultem de uma abordagem teórica. Também, a interacção entre as estruturas, o escoamento e os sedimentos envolvem

uma quantidade elevada de variáveis que, mais uma vez, impede que haja maior rigor na definição das expressões propostas.

A modelação numérica apresenta problemas, especialmente, ao nível da representação de fenómenos tridimensionais. Desta forma, a simulação numérica deste tipo de processos físicos, que são muito localizados, consiste, frequentemente, numa aproximação algo grosseira e que não permite um estudo detalhado. Assim, apesar de alguns inconvenientes dos modelos físicos, estes são os que permitem uma melhor representação e simulação das condições que se verificam no terreno, permitindo uma quantificação mais precisa. É importante referir que a maioria das expressões semi-empíricas apresentadas ao longo deste capítulo tem como base ensaios e medições em laboratório. Este é um dos grandes objectivos da modelação que, sobretudo hoje em dia, com o apoio de medições de campo, permite a obtenção de expressões mais completas e com maior campo de aplicação.

Os principais objectivos da modelação física são, fundamentalmente, os seguintes:

- compreensão qualitativa do desenvolvimento de alguns processos não estudados;
- formulação e desenvolvimento de expressões matemáticas;
- validação ou rejeição de expressões já existentes;
- quantificação das profundidades de erosão em pontes existentes;
- apoio ao nível de projecto, sobretudo em casos que apresentam singularidades relevantes;
- estudo de medidas de protecção capazes de reduzir os impactos sobre o material de fundação.

Os modelos físicos possuem inúmeras vantagens em relação às outras técnicas de previsão e quantificação. Como se tratam de modelos fisiográficos, em que há uma interacção muito grande entre o escoamento e as suas fronteiras móveis, os modelos físicos são aqueles que conseguem uma representação mais próxima da realidade. Apesar desta simulação não ser simples, não está dependente de relações entre variáveis matemáticas para as quais a resolução implica a adopção de inúmeras simplificações.

Uma das grandes aplicações dos modelos à escala é no estudo de casos que não se enquadrem nas situações correntes deste tipo de estruturas, e sobre o qual não existem muitas certezas. Neste campo, tal como noutras áreas da Hidráulica, o recurso à modelação física é a única forma de estudo. Assim, é possível representar e estudar em laboratório uma qualquer estrutura e fazer uma extrapolação para a escala real. A capacidade de simulação de casos não comuns é a grande vantagem da modelação física porque, ao contrário das outras técnicas que trabalham apenas com casos genéricos, permite o estudo de qualquer situação como, por exemplo, pilares com formas complexas.

O estudo de medidas de protecção dos pilares pode ser desenvolvido num modelo à escala, especialmente nos casos em que o seu comportamento no terreno, após observações e medições efectuadas, se revele deficiente. Muitas vezes, não existem muitas certezas sobre o comportamento de algumas formas de protecção em condições de cheia. Para se conseguir uma maior eficácia e

durabilidade na protecção podem realizar-se estudos em laboratório como alternativa a um certo processo de tentativa e erro. A nível de investigação podem ser conduzidas análises para a dedução de formas de dimensionamento mais refinadas. A Figura 4.10 mostra estudos desenvolvidos em modelo físico para o estudo de medidas de protecção em pilares quadrados. A imagem do lado esquerdo mostra a modelação do enrocamento de protecção enquanto que a do lado direito ilustra uma experiência com blocos de betão articulados à escala. Esta experiência foi conduzida nos laboratórios da Colorado State University (CSU), nos Estados Unidos.

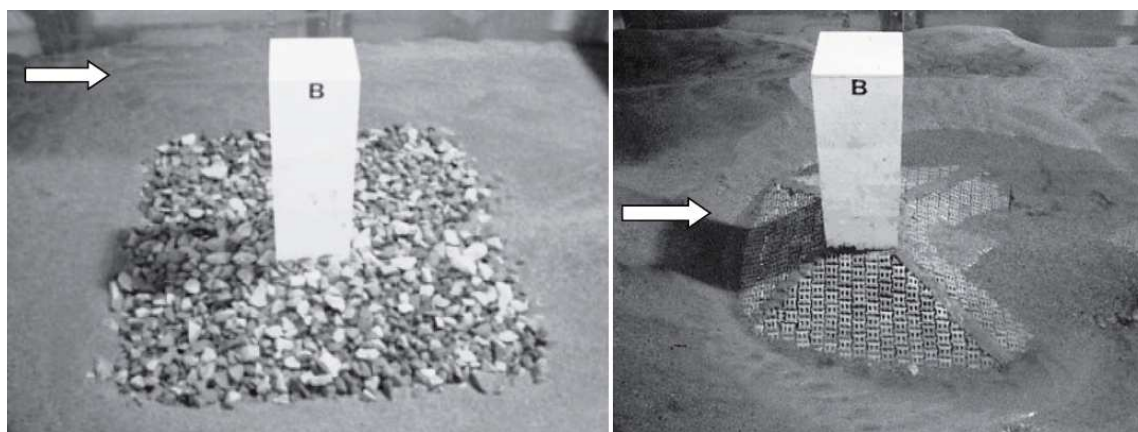


Figura 4.10 – Ensaios em modelo físico de medidas de protecção em pilares de pontes na Colorado State University, EUA. A imagem da esquerda mostra um modelo de enrocamento natural e a da direita um modelo de blocos de betão articulados (LAGASSE ET AL. 2007).

Contudo, apesar de possuir muitos pontos fortes também existem algumas desvantagens que devem ser consideradas. Estas não se relacionam tanto com as questões hidráulicas mas sim com questões de ordem financeira e temporal. A construção de um modelo com boa capacidade de reprodução da alteração das fronteiras móveis do escoamento exige bastante tempo. Por exemplo, o processo de calibração pode prolongar-se durante mais de metade do tempo de exploração dos modelos. Desta forma, pode não ser possível representar e avaliar a eficácia de várias alternativas. Também, os custos associados à construção de alternativas são bastante elevados. A melhoria das capacidades dos computadores e a redução do tempo de cálculo provocou um aumento na aplicação dos modelos numéricos, onde é possível simular várias hipóteses sem um impacto tão significativo nos custos.

O estudo desenvolvido por ETTEMA ET AL. 2006, apresentado no subcapítulo 3.3, parece indicar que os efeitos de escala associados à modelação física introduzem erros importantes na reprodução dos fenómenos de erosão em pilares. Desta forma, a incapacidade de se obter uma semelhança hidráulica completa entre o modelo e o protótipo representa uma desvantagem da modelação física.

Na construção de um modelo físico devem ser realizados vários passos essenciais à correcta definição das condições reais do escoamento. É importante a consideração de vários elementos para uma optimização da solução adoptada. De forma sucinta, os passos a considerar na realização e preparação para ensaio do modelo são:

- definição da escala geométrica de reprodução do modelo em função do espaço, dos equipamentos de medição e simulação disponíveis e dos custos de construção e exploração. Devem ser estudadas várias alternativas para haver uma optimização da solução escolhida;
- obtenção de dados para a exploração do modelo;
- estudo das relações de semelhança entre o modelo e o protótipo de modo a garantir que os fenómenos que se processam na situação real são correctamente representados em laboratório;
- consideração da distorção do modelo. Análise das vantagens e desvantagens que lhe estão associadas;
- definição das fronteiras sólidas do escoamento com representação das cotas do terreno e do leito do rio;
- delimitação das fronteiras sólidas fixas e móveis e colocação do material do fundo;
- preparação de um plano de ensaios de acordo com os objectivos do estudo;
- calibração para validar a capacidade de reprodução da situação real, com especial relevo para o transporte sedimentar.

A Figura 4.11 ilustra a construção de um modelo físico no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, em Lisboa. É possível observar as fases de marcação das linhas de nível do modelo e a realização da delimitação das fronteiras do modelo.



Figura 4.11 – Construção de um modelo físico no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa, em 2007. Fase de construção das linhas de nível e da delimitação física do modelo.

Nesta dissertação, esta ferramenta e metodologia de análise não será tão desenvolvida como as anteriores, nomeadamente ao nível das considerações teóricas, sendo relevado o seu carácter prático. Assim, no Capítulo 6, é apresentada uma proposta para a realização de um modelo reduzido para o estudo da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios. Será possível desenvolver e acompanhar o processo de definição de algumas características do modelo bem como exemplos dos vários passos seguidos. A proposta consiste num estudo prévio do modelo.

4.4. MONITORIZAÇÃO.

A monitorização é um processo que permite a quantificação da profundidade de erosão porque permite obter um registo, contínuo ou discreto, do desenvolvimento da cavidade de erosão. Permite, também, a extrapolação dos registos obtidos de forma a realizar-se uma estimativa. Contudo, é essencialmente uma medida de protecção e prevenção de fenómenos de erosão em pontes, pelo que será desenvolvida ao longo do subcapítulo 5.6.

4.5. INSPECÇÕES.

A realização de inspecções regulares ou após a ocorrência de eventos de cheia às fundações da ponte permite conhecer a evolução temporal do nível do leito do rio. Assim, é possível estimar a evolução futura das cavidades, supondo que o sistema fluvial se desenvolve com um ritmo semelhante. Apesar de ser uma forma de quantificação e previsão da profundidade de erosão local em pilar considera-se que tem um papel mais relevante na protecção da estrutura. Desta forma, o seu desenvolvimento é feito no subcapítulo 5.7.

4.6. METODOLOGIA GERAL.

A abordagem da avaliação ou estudo em projecto dos fenómenos de erosão em pilares de pontes nem sempre é feita de uma forma correcta, sendo aligeirada na maioria das vezes. Possivelmente para isto terão contribuído vários factores, como i) os poucos casos de acidente ocorridos (até à queda da Ponte de Entre-os-Rios) comparativamente com outros problemas na área da construção civil, ii) o facto de ser um problema que, muitas vezes não é visível, e iii) a falta de transmissão de conhecimentos durante a formação académica genérica do engenheiro. Desta forma, pensa-se ser conveniente desenvolver e propor uma metodologia para o estudo destes casos, tornando mais fácil a avaliação, estabelecendo critérios uniformizados e, também, garantir que os estudos consideram todas as etapas principais. Ou seja, é necessário promover a avaliação cuidadosa destes casos e permitir ao engenheiro uma nova ferramenta, que garanta a segurança deste tipo de estruturas.

O fluxograma apresentado na Figura 4.12 considera as três técnicas de avaliação utilizadas (apresentadas nos subcapítulos 4.1, 4.2 e 4.3) para a previsão e quantificação dos problemas de erosão. Apesar de no quotidiano de um engenheiro algumas etapas serem muito difíceis de implementar, tentou-se construir um método que fosse o mais completo possível, de modo a que tenha validade no mais variado número de situações.

Os elementos do fluxograma que estão delimitados por caixas de texto mais grossas pretendem chamar a atenção do leitor, devido à sua importância. As que estão a cor castanha são as componentes que podem resumir o fluxograma e representam os objectivos que o estudo pretende atingir. As que estão a cor verde representam as etapas principais do processo e são as que requerem uma maior atenção por parte do engenheiro.

Ao observar o fluxograma constata-se que o primeiro passo consiste no estudo da estabilidade do sistema formado pelo rio e pela estrutura da ponte. É uma análise de carácter qualitativo, passível de ser falível mas permite compreender os fenómenos e os riscos envolvidos.

Havendo riscos de erosão no local da ponte procede-se à recolha de dados e informações sobre tudo o que pode interferir no escoamento em redor da estrutura. Por vezes é obrigatório alargar a área de estudo porque podem existir elementos, tais como, confluências, curvas, barragens ou estreitamentos da secção de montante, que afectam as propriedades do escoamento sob a ponte.

A avaliação das profundidades de erosão pode ser feita através das técnicas de modelação física e/ou numérica e através das expressões semi-empíricas. Como se pode observar no fluxograma proposto, estas ferramentas podem ser utilizadas separadamente ou como complemento entre si, aumentando a fiabilidade e qualidade do estudo. Devido à sua maior aplicação na actualidade deu-se um maior desenvolvimento às expressões analíticas. A aplicação de um modelo numérico também é objecto de análise, estando exposta no subcapítulo 4.2.

Após a avaliação, através do(s) método(s) escolhido(s), é necessário criticar os resultados obtidos, para que o estudo possua validade científica. Esta pode ser feita por comparação entre as várias técnicas, por comparação com outros casos semelhantes ou pela interpretação das condições do problema. Um dos principais problemas destas avaliações reside na interacção dos processos envolvidos na formação das cavidade de erosão e no peso de cada um na profundidade total esperada.

O último passo apresentado na metodologia é a tomada de decisões sobre as medidas a tomar para proteger os pilares da ponte ou prevenir fenómenos de erosão no futuro. É importante referir que a monitorização do leito da ponte e da estrutura deve acompanhar o processo de princípio ao fim e deverá ser mantido depois do estudo estar concluído. Desta forma, é possível prevenir, antecipar e controlar futuros problemas.

5

MEDIDAS PREVENTIVAS E CURATIVAS. PROPOSTAS.**5.1. IMPORTÂNCIA DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO E DE PREVENÇÃO.**

Ao longo do estudo desenvolvido nos capítulos anteriores foi possível compreender que a implantação das fundações de pontes nos leitos dos rios pode provocar sérios problemas à estabilidade da estrutura. Desta forma, torna-se necessário prever medidas de mitigação dos processos de erosão nas situações em que seja previsível a sua ocorrência. A escolha das medidas de protecção a aplicar a uma ponte deve ser precedida de uma avaliação objectiva das condições de todo o sistema fluvial e das alterações nele introduzidas pela ponte.

As medidas de protecção dos problemas de erosão são definidas como medidas introduzidas no sistema constituído pela ponte e pelo rio, com o objectivo de monitorizar, inibir, alterar, retardar ou minimizar a instabilidade do rio ou os processos de erosão na ponte. Estas podem actuar no controlo da inclinação do leito, na protecção e estabilidade de margens e taludes, na alteração das condições do escoamento e na protecção local de pilares e encontros da ponte. A monitorização e a realização de inspecções periódicas às fundações e à zona envolvente da ponte são consideradas, por diversos investigadores, duas medidas de protecção e de prevenção (LAGASSE ET AL. 2001).

Nesta dissertação é feita uma distinção entre *medidas preventivas* e *medidas curativas*. As primeiras referem-se a medidas que são adoptadas antes de se verificar o desenvolvimento dos processos de erosão. Podem ser estudadas ao nível de projecto e consideradas no dimensionamento da ponte, como por exemplo a geometria e dimensões dos pilares ou a cota de fundação das sapatas ou estacas. Em geral, são implementadas com a construção da ponte. O segundo grupo de medidas é estudado e implementado após a formação e percepção dos fenómenos erosivos. Consiste na introdução de elementos com o objectivo de controlar o desenvolvimento das cavidades de erosão e, se possível, inverter a tendência de erosão. Os diversos sistemas existentes são, na sua maioria, preventivos e curativos, sendo feita a sua distinção pelo momento de aplicação.

As formas de protecção podem ser de carácter temporário ou definitivo, consoante a sua estabilidade e actuação ao longo do tempo. É frequente a instalação de medidas temporárias com o objectivo de assegurar a estabilidade da ponte após a ocorrência de eventos de cheia severos, que provocaram a remoção de quantidades significativas de sedimentos. O enrocamento natural é uma das formas mais utilizadas.

A selecção, localização e dimensionamento dos elementos de protecção dependem de factores hidráulicos e morfológicos, da maior ou menor necessidade de manutenção, da facilidade de construção e dos custos associados à manutenção e construção (LAGASSE ET AL. 2001).

Ao longo das últimas décadas realizaram-se vários estudos com o objectivo de desenvolver formas de dimensionamento com base em considerações científicas. Contudo, muitas sofreram um processo de tentativa e erro. Vários sistemas que tiveram sucesso em determinadas pontes apresentaram mau comportamento noutras locais, sob diferentes condições hidráulicas e morfológicas. Também, a falta de conhecimento e metodologias de manutenção conduziram à rotura de elementos protectores. Por tudo isto, torna-se necessário a transferência de conhecimento sobre a instabilidade de rios e sobre o dimensionamento, instalação e manutenção de medidas de protecção de pontes contra fenómenos de erosão (LAGASSE ET AL. 2001).

5.2. MEDIDAS DE PROTECÇÃO DE PONTES. CARACTERÍSTICAS GERAIS, FUNÇÕES E APLICAÇÃO.

5.2.1. MEDIDAS DE PROTECÇÃO EXISTENTES.

Existem várias medidas de protecção contra fenómenos de erosão com aplicação em pilares, encontros de pontes ou em trechos de rios. Estas medidas podem ser implementadas em conjunto, com o objectivo de aumentar a eficiência de protecção, ou de forma isolada. No Quadro 5.1 são apresentadas algumas das principais medidas existentes na actualidade e a sua descrição sumária. Algumas apenas se encontram em fase experimental e ainda não possuem métodos de dimensionamento como, por exemplo, as estacas sacrificiais e os colares.

Quadro 5.1 – Descrição das principais medidas de protecção (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Medida de protecção	Descrição
Enrocamento natural	Rocha natural de grandes dimensões.
Enrocamento artificial	Elementos de betão como alternativa ao enrocamento natural como tetrápodes, tetraedros, dolos ou A-Jacks®.
Enrocamento preenchido com argamassa	Enrocamento em que os espaços vazios são preenchidos parcial ou totalmente com argamassa.
Sistemas de gabiões	Cestos, sacos ou colchões de arame preenchidos com pedra natural.
Blocos de betão articulados	Elementos de betão unidos por cabos de betão ou poliéster.
Sacos preenchidos com betão	Sacos de pano preenchidos com betão empilhados de forma a formar uma camada de protecção.
Colchões preenchidos com betão	Colchões de material tecido colocados no fundo do leito que depois são injectados com betão.
Plantação de vegetação	Colocação de vegetação para combater a erosão do leito, de taludes e de margens do rio.
Utilização de pneus usados	Empilhamento de pneus usados de forma a reduzir a erosão em margens.
Pavimentação do leito	Aplicação de betão armado ou material betuminoso em secções do leito e das margens.
Estabilização com cimento	Cimento colocado “in-situ” para estabilização de pequenas áreas.
Placas deflectoras do escoamento	Placas que alteram as condições do escoamento e reduzem a erosão nas estruturas.
Esporões ou diques	Estruturas permeáveis ou impermeáveis colocadas transversalmente ao escoamento principal, com o objectivo de induzir a deposição de sedimentos e a redução das velocidades.

Quadro 5.1 – Descrição das principais medidas de protecção
(adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000) (continuação).

Medida de protecção	Descrição
Estruturas de desaceleração do escoamento	Estruturas permeáveis, colocadas geralmente paralelamente à margem do rio, com o objectivo de desacelerar o escoamento e promover a sedimentação.
Açude	Barragem de pequena dimensão construída para combater o desassoreamento do leito. É colocada a jusante das secções de pontes.
Estruturas de orientação do escoamento	Estrutura recta ou curvilínea colocada no pé do encontro da ponte, estendendo-se para montante com o objectivo de orientar o escoamento na secção da ponte, reduzindo a erosão nos encontros.
Colares	Placa horizontal de pequena espessura ligada à base do pilar para deflectir o escoamento do material do fundo.
Estacas sacrificiais	Estacas colocadas a montante dos pilares da ponte com o objectivo de deflectir o escoamento e provocar a deposição de sedimentos na cavidade de erosão dos pilares.
Muro de suporte de margens e taludes	Colocação de paredes verticais ou muito inclinadas em taludes naturais ou artificiais, com o objectivo de o suportar.
Aumento da capacidade de vazão do rio	Modificações introduzidas no canal com o objectivo de aumentar os transportes líquido e sólido, através de dragagens, limpezas dos leitos ou construção de caminhos preferenciais (<i>cut-off</i>).
Dragagens controladas	Dragagens do material do fundo do rio para controlo do assoreamento.
Bacia de retenção de detritos	Implantação de estruturas porosas para retenção de detritos para combater o assoreamento.
Aumento das dimensões da fundação	Aumento das dimensões das sapatas para prevenir a erosão local em pilares.
Escoramento das fundações	Aumento do comprimento das fundações dos pilares da ponte até um material com maior resistência à erosão.
Monitorização	Medição de forma contínua ou discreta do nível do leito do rio de forma a compreender a evolução dos fundos e alertar em caso de emergência.

5.2.2. CLASSIFICAÇÃO E CAMPO DE APLICAÇÃO DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO.

As várias medidas de protecção enunciadas no Quadro 5.1 promovem a redução dos processos de erosão de diferentes modos. Uma das formas de classificação prende-se com a funcionalidade das técnicas de protecção, pelo que é possível apresentá-las em três grupos distintos, que são (LAGASSE ET AL. 2001):

Grupo 1. Medidas de carácter hidráulico.

- Grupo 1.A. Estruturas de alteração do escoamento
 - Estruturas transversais;
 - Estruturas longitudinais;
 - Estruturas mistas.

- Grupo 1.B. Medidas de aumento da capacidade resistente ao escoamento
 - Revestimento de margens e leito com materiais rígidos ou flexíveis;
 - Protecção local.

Grupo 2. Medidas de carácter estrutural.

- Reforço da capacidade da fundação;
- Modificação da geometria dos pilares.

Grupo 3. Monitorização.

- Instrumentação fixa;
- Instrumentação portátil;
- Monitorização visual.

As **medidas de protecção de carácter hidráulico** são técnicas que têm como objectivo modificar as condições do escoamento ou aumentar a capacidade resistente do material dos fundos e das margens, face às forças tangenciais que provocam a erosão. No primeiro caso diminuem a capacidade erosiva do escoamento através da redução de velocidades ou através da deposição de sedimentos num determinado local do rio. No segundo caso há um aumento da capacidade de resistência às forças erosivas. É conseguida através da colocação de uma camada de protecção acima dos sedimentos de menores dimensões que são mais susceptíveis de serem arrastados pela corrente (LAGASSE ET AL. 2001).

As **medidas de protecção de carácter estrutural** envolvem a alteração da estrutura de fundação da ponte com o objectivo de prevenir uma rotura devido aos processos de erosão. Em geral, são implementadas após o desenvolvimento de cavidades de erosão ou quando há a percepção de que a estabilidade da ponte é crítica. As técnicas existentes passam pelo reforço ou pelo aumento das dimensões da fundação, pelo aumento dos vãos da ponte (de modo a criar maior redundância em caso de rotura de um dos pilares) ou pela mudança da geometria dos pilares (LAGASSE ET AL. 2001).

A **monitorização como medida de protecção** representa uma medida de prevenção que permite tomar acções de mitigação antes que exista perigo real para os utilizadores da estrutura. É um instrumento de avaliação do potencial de erosão num dado local e de análise da evolução dos fundos do rio, permitindo a recolha de dados ao longo do tempo. Podem ter uma componente fixa contínua ou com utilização de instrumentação portátil e recolha de dados esporadicamente, estando a última dependente da frequência das inspecções realizadas (LAGASSE ET AL. 2001).

Outra forma de classificação das várias técnicas existentes prende-se com o objectivo da sua aplicação, ou seja, com o tipo de erosão a que se destinam controlar. A correspondente sistematização é feita no Quadro 5.2, onde é possível observar que certas medidas de protecção podem ser aplicadas no controlo

de vários tipos de erosão. Isto pode constituir uma vantagem na selecção do método a adoptar dado que permite criar uniformidade nos processos de construção, instalação e manutenção, aumentando o ritmo de construção e reduzindo os custos.

Quadro 5.2 – Classificação das medidas de protecção existentes em função do tipo de erosão (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Forma de erosão	Grupos de medidas de protecção	Exemplos	Objectivo
Erosão lateral	Medidas de aumento da capacidade resistente ao escoamento	Enrocamento natural e artificial, gabiões, blocos articulados de betão, pneus usados, etc. Plantação de vegetação.	Prevenção da erosão na margem do rio nas proximidades da ponte. Estabilização do alinhamento do rio.
	Estruturas de desaceleração do escoamento	Estacas de madeira, cortina de estacas, cortinas de geossintético, campo de enrocamento artificial e plantação de vegetação.	Redução da velocidade perto da margem do rio e criação de condições para a deposição de sedimentos.
	Esporões e reforço de pontos localizados	Esporões, diques e quebramares de madeira.	Redução da velocidade perto da margem do rio e criação de condições para a deposição de sedimentos. Estabilização do alinhamento do rio.
Desassoreamento	Açudes		Controlo da inclinação do leito do rio.
	Pavimentação do leito	Pavimentação com betão ou betuminoso.	Controlo do desassoreamento do leito do rio.
	Modificação da ponte	Aumento da largura da secção da ponte.	
Assoreamento	Aumento da capacidade de vazão do rio	Dragagens, limpeza do canal e formação de um caminho preferencial (<i>cut-off</i>).	Aumento da capacidade de transporte de sedimentos para diminuir a sedimentação na secção da ponte.
	Dragagens controladas		Redução da afluência de sedimentos à secção da ponte.
	Bacia de retenção de detritos		Redução da afluência de detritos, como árvores, à secção da ponte.
Erosão local	Medidas de aumento da capacidade resistente ao escoamento	Enrocamento natural e artificial, gabiões, blocos articulados de betão, etc.	Redução da erosão local.
	Estruturas de alteração do escoamento	Estacas sacrificiais, placas deflectoras do escoamento e colares.	Redução da erosão local em pilares.
	Escoramento dos pilares da ponte		Redução dos impactos da erosão local em pilares.
	Estruturas de orientação do escoamento		Melhorias no alinhamento do escoamento com a estrutura da ponte, tendo consequências, sobretudo, na redução da erosão local nos encontros.

5.2.3. ESTUDOS REALIZADOS SOBRE A APLICAÇÃO DE MEDIDAS DE PROTECÇÃO EM PONTES.

Parker et al., apresentou um estudo, realizado em 1995, sobre medidas de protecção existentes em pontes dos Estados Unidos da América, EUA. Das 220000 pontes inspeccionadas 36432 apresentavam

medidas de protecção contra fenómenos de erosão. No estudo realizado foram, também, consideradas medidas que não têm como objectivo a redução ou a eliminação das cavidades de erosão, nem dos correspondentes mecanismos que as provocam, tais como, a monitorização, alarmes, restrições à passagem de veículos e o encerramento de pontes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No Quadro 5.3 é apresentada uma lista dos vários tipos de medidas de protecção encontrados no estudo e os números que lhe estão associados.

Quadro 5.3 – Distribuição das várias técnicas de protecção de pontes nos Estados Unidos da América numa inspecção realizada em 1995 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Medida de protecção	Número de casos	Percentagem
Enrocamento natural	5985	16,43
Sistemas de gabiões	567	1,56
Outros revestimentos flexíveis	37	0,10
Pavimentação do leito	253	0,69
Sacos preenchidos com betão	97	0,27
Enrocamento preenchido com argamassa	27	0,07
Colchões preenchidos com argamassa	51	0,14
Tetrápodes	1	0,003
Blocos articulados de betão	6	0,02
Placas deflectoras nos pilares e no leito	1	0,003
Estacas sacrificiais	22	0,06
Placas de orientação do escoamento	6	0,02
Quebramares	43	0,12
Esporões	420	1,15
Estruturas de desaceleração do escoamento	35	0,10
Açudes	83	0,23
Protecção de margens com rocha	79	0,22
Estabilização com cimento	7	0,02
Estacas na direcção transversal ao escoamento	5	0,01
Aumento do vão da ponte	2	0,005
Aumento das dimensões da fundação	778	2,14
Monitorização	27770	76,22
Alarmes	22	0,06
Encerramento da ponte	111	0,30
Restrição à passagem de veículos	0	0,00
Outros	24	0,07
Total	36432	100,0

Como se pode observar, com excepção da monitorização, o enrocamento era, de longe, a medida de protecção mais utilizada nos Estados Unidos da América até 1995. Poderá também referir-se a adopção de sistemas de gabiões, o aumento das dimensões das fundações e a colocação de esporões, embora com um peso muito pequeno. Todas as restantes técnicas não têm praticamente aplicação sensível no terreno.

Outro estudo foi realizado por Macky, em 1990, com o objectivo de determinar os custos relacionados com cada uma das medidas de protecção de pilares em pontes na Nova Zelândia. Os resultados estão expostos no Quadro 5.4. É possível observar que a maioria do capital é aplicado em enrocamento natural acompanhado, algumas vezes, sistemas de gabiões ou outras técnicas, e em colchões Reno. O estudo revela que a maioria do dinheiro envolvido destinou-se a pontes que não possuíam qualquer forma de protecção (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Quadro 5.4 – Medidas de protecção instaladas em pontes na Nova Zelândia (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Medida de protecção	Percentagem de uso em termos de custo
Enrocamento natural	14,1
Enrocamento natural e gabiões	5,5
Enrocamento natural e outra qualquer protecção	33,4
Gabiões	1,3
Gabiões e outra qualquer protecção	1,1
Colchões Reno	17,3
Muros de orientação do escoamento e de protecção de margens e taludes	2,8
Escoramento das fundações	2,9
Plantação de vegetação	0,2
Outras	6,8
Protecção que pode ser desprezada	14,6

5.3. SELECÇÃO DAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO A APLICAR.

Após a identificação da vulnerabilidade da ponte à ocorrência de fenómenos de erosão que possam pôr em perigo a estabilidade da ponte durante a sua vida útil é necessário seleccionar a(s) medida(s) preventiva(s) ou curativa(s) a implantar. Esta escolha depende de vários factores, como por exemplo (AGRAWAL ET AL. 2007):

- características do rio;
- eficiência na capacidade de protecção;
- características do terreno de fundação da ponte;
- tipo(s) de erosão previsto(s);
- custos de construção e manutenção;

- constrangimentos ambientais e adequação ao ambiente natural do rio;
- limitações construtivas ao nível de materiais ou técnicas de construção.

A escolha e o dimensionamento duma técnica de protecção devem ser acompanhada de estudos hidráulicos, hidrológicos, geológicos, sobre a estrutura da ponte e de avaliação e quantificação da profundidade de erosão estimada para o local. Apenas desta forma é possível compreender o comportamento do sistema fluvial e adoptar medidas que garantam, à partida, o seu bom desempenho. Com excepção dos procedimentos para a quantificação das profundidades de erosão, já discutidos ao em capítulos anteriores, é possível ver em seguida algumas tarefas que deverão ser realizadas para que possa ser efectuada uma correcta selecção da medida de protecção a adoptar (AGRAWAL ET AL. 2007), e que são:

- recolha das características hidrológicas e de registos de anteriores eventos de cheia, sobretudo os valores dos caudais e dos níveis da superfície livre;
- características da bacia hidrográfica e a sua influência na afluência de sedimentos e detritos ao local da ponte, tais como alterações na ocupação do solo;
- efeito da existência de estruturas de controlo do escoamento na regulação dos caudais sólidos e líquidos como, por exemplo, barragens;
- estudo das velocidades e de estruturas artificiais ou naturais, como curvas ou confluências, que provoquem alterações ao escoamento na envolvente da ponte;
- análise do leito de cheia do rio e da estabilidade das margens do rio;
- estudos que permitam caracterizar a capacidade resistente das várias camadas do leito aos processos de erosão e possível existência de substrato rochoso, através de sondagens geotécnicas;
- actividades externas que possam afectar a estabilidade na envolvente da ponte, tais como dragagens;
- acesso ao projecto de execução da ponte e às alterações efectuadas durante a fase de construção como, por exemplo, as cotas finais das fundações;
- comportamento da estrutura da ponte em anteriores eventos de cheia;
- número de veículos que cruza a ponte e grau de importância da estrutura;
- tempo previsível de vida da ponte e a existência de planos para a sua renovação, reabilitação ou substituição.

Depois de serem estudados os vários factores que interferem no desenvolvimento dos processos de erosão e de se obter estimativas para a profundidade de erosão esperada, a selecção deve ter em conta o tipo de erosão previsto e a existência de determinados materiais nas proximidades do local, que tornem economicamente viável a sua aplicação.

Em LAGASSE ET AL. 2001 é recomendada uma matriz de selecção das medidas de protecção em função de vários parâmetros como a sua funcionalidade, as características do rio e os custos associados à sua manutenção. É uma ferramenta de fácil aplicação para o engenheiro mas poderá ser necessário consultar outros manuais americanos para uma melhor definição das características do rio, dado que pode gerar subjectividade e, conseqüentemente, escolhas inadequadas. A matriz não será apresentada neste trabalho mas pode facilmente ser consultada em LAGASSE ET AL. 2001. Dado o seu carácter prático recomenda-se a sua análise para a selecção das medidas a implementar.

5.4. MEDIDAS PREVENTIVAS A CONSIDERAR NA FASE DE PROJECTO DE UMA NOVA PONTE.

As pontes, nomeadamente (espera-se...) as que agora serão projectadas e construídas, devem ser capazes de resistir aos fenómenos de erosão para que a sua estabilidade nunca esteja em perigo. Desta forma, durante a fase de projecto, o engenheiro deve adoptar várias medidas preventivas para garantir o bom comportamento da estrutura face a estes processos. Um projecto que tenha isto em conta pode permitir que, no futuro, não seja necessário realizar grandes investimentos na protecção da ponte.

Devem ser previstas medidas de protecção suplementares, como o enrocamento natural ou artificial, sistemas de gabiões, etc., de modo a aumentar a segurança da ponte. Contudo, devem ser uma segunda linha de defesa como apoio às medidas de carácter estrutural adoptadas. O projectista deve aproveitar o facto de ter mais opções aquando da construção de uma nova ponte para garantir a sua estabilidade ao longo da sua vida útil. Em termos gerais, estas opções podem ser descritas da seguinte forma (AGRAWAL ET AL. 2007):

- selecção de uma localização apropriada para a ponte, longe de confluências, curvas ou barragens;
- construção de uma estrutura com maiores vãos, reduzindo a contracção do escoamento;
- colocação de fundações mais profundas e estáveis;
- planeamento e construção de medidas de controlo do escoamento aquando da construção da ponte, por forma a aproveitar a redução de custos, dado que o equipamento e mão-de-obra necessários se encontram então no local.

A escolha da **localização da ponte** é um dos factores mais importantes na prevenção de fenómenos de erosão em pontes. Dado que as características geológicas e hidráulicas de um rio sofrem mudanças ao longo do tempo é aconselhável realizar estudos que afastem a ponte, se possível, de locais instáveis. No entanto, a localização de uma ponte é fortemente condicionada pela sua inserção no sistema viário/urbano. Respeitando os condicionalismos existentes para a implantação geográfica da ponte deve considerar-se os seguintes aspectos (MELVILLE E COLEMAN 2000):

- A instabilidade do sistema fluvial. Observação e estudos sobre possíveis instabilidades no rio tais como assoreamento, desassoreamento, migração lateral do leito, erosão das margens ou problemas hidráulicos e morfológicos registados em pontes próximas.
- Localização em relação a curvas e confluências. Deve ser evitada a construção de pontes em secções curvas ou em secções a jusante destas, bem como a jusante de confluências de

rios. Em geral, a implantação numa curva não é aconselhável devido à obliquidade do escoamento em relação à estrutura da ponte, como consequência do desenvolvimento de um perfil irregular de velocidades. Os pilares localizados na zona exterior da curva estão sujeitos a processos de erosão mais intensos, pelo que devem ser dimensionados para tal.

- Proporção entre os leitos menor e maior. Quando se trata de um rio com relativa estabilidade, devem-se privilegiar os locais em que o vale é mais encaixado, ou seja, em que há uma menor proporção entre o leito de cheia e o leito principal. Assim, reduz-se a ocupação perversa do leito de cheia, diminuindo a complexidade do escoamento, por exemplo, na redução de correntes laterais.
- Adopção de medidas de controlo do escoamento. Quando se torna necessário a aplicação de medidas de controlo do escoamento para redução da sua velocidade, estas devem ser previstas durante a fase de projecto. Em rios rectos e relativamente estáveis, este problema pode ser desprezável. Contudo, em rios de maior instabilidade torna-se bastante importante. Quando essas medidas não são implementadas aquando da construção da ponte, podem cair no esquecimento, alterando as condições em que foram realizadas as estimativas da profundidade de erosão esperada.
- Situações de referência externas. Deve ter-se em atenção a existência de planos de actividades que possam afectar as condições hidráulicas e morfológicas no local da ponte como, por exemplo, a construção de barragens ou açudes, desflorestação ou realização de dragagens.

Também, são indicadas algumas medidas a adoptar na fase de projecto ao nível do **dimensionamento dos pilares e respectivas fundações**. A consideração de alguns passos pode prevenir a ocorrência e desenvolvimento dos processos de erosão, a redução de custos ao nível da manutenção e a reabilitação da estrutura. Representam as medidas que conferem maior segurança e confiança no comportamento da nova ponte. As recomendações são ao nível de:

- Vãos da ponte. A estrutura da ponte pode contrair significativamente a secção do escoamento e diminuir a capacidade de vazão do rio, sobretudo quando os encontros apresentam grandes dimensões. É aconselhável a adopção de ponte com vãos maiores. Também, é necessário ter em atenção que o nível mais baixo da superestrutura da ponte se encontre acima do nível de cheia de projecto (MELVILLE E COLEMAN 2000). A construção de pontes com mais de um vão traz vantagens ao nível da capacidade de absorção de esforços provocados pelo assentamento e/ou rotação das fundações, dado que há uma maior redundância de apoios (AGRAWAL ET AL. 2007).
- Forma e orientação dos pilares. A forma preferencial deve ser a circular, para acautelar futuros problemas associados a mudanças no ângulo de aproximação do escoamento. No caso de fundações realizadas em estacas deve optar-se pelo menor número, dado que potenciam a redução da erosão local. Em pilares fundados em caixões (poços), sapatas ou outros elementos de maiores dimensões, o topo destes elementos deve ser colocado abaixo do nível de erosão esperado para o local (MELVILLE E COLEMAN 2000). Quando a probabilidade de o escoamento se tornar oblíquo (relativamente ao eixo do pilar) for mínima a melhor forma para os pilares (abaixo da linha de água em regime de escoamento normal) é a de extremidade redonda ou em cunha, sendo esta última

apresentada na Figura 5.1. Em pontes com características a montante que provoquem diferentes orientações do escoamento ao longo da secção transversal, devem adoptar-se pilares com diferentes alinhamentos relativamente ao escoamento. A Figura 5.2 apresenta um caso prático. É necessário que haja um espaçamento entre os pilares de modo a garantir que as cavidades de erosão de dois pilares não se sobrepõem, tal como foi apresentado no subcapítulo 2.4. É recomendado que, para efeitos práticos, se considere que a largura da cavidade de erosão é duas vezes a correspondente profundidade estimada, medida a partir da face do pilar (AGRAWAL ET AL. 2007).

- Forma dos encontros. Encontros que terminem em talude são preferíveis em relação a encontros que terminem numa parede vertical. As formas mais optimizadas dos primeiros permitem uma redução da profundidade de erosão de cerca de 50% em relação aos segundos, em determinados casos.
- Detritos. Nos casos em que são esperadas quantidades significativas de detritos afluentes à ponte, devem ser previstos dispositivos porosos capazes de os reter, ou dispositivos deflectores. Pilares de formas mais esbeltas são menos susceptíveis de acumular detritos, ao contrário das cortinas de estacas.
- Profundidade das fundações. Quando os pilares apoiam em elementos de fundação de maiores dimensões, o topo destes elementos deve estar a uma cota pelo menos igual ao nível da profundidade de erosão total estimada. Desta forma, há uma maior estabilidade da fundação e uma menor interferência destes elementos de maiores dimensões no escoamento. No caso de existir uma camada não susceptível de ser erodida, as fundações devem ser prolongadas até lá de modo a evitar futuras reparações e custos. No caso de os pilares estarem assentes sobre estacas, é recomendável a construção de um maciço de encabeçamento com a face superior acima do nível normal da superfície livre. As estacas devem ser conduzidas até uma profundidade com capacidade resistente aos fenómenos de erosão. É aconselhável o apoio de engenheiros geotécnicos na avaliação dos terrenos de fundação e das suas características (MELVILLE E COLEMAN 2000).

No local da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, foram construídas duas novas pontes. As duas (já referidas) Figuras 5.1 e 5.2 são referentes a uma delas, com formas modernas, que possui dois pilares duplos rectangulares na zona do rio com as extremidades em cunha, abaixo da linha de água, reduzindo a secção normal ao escoamento. Um dos pilares está representado na Figura 5.1.

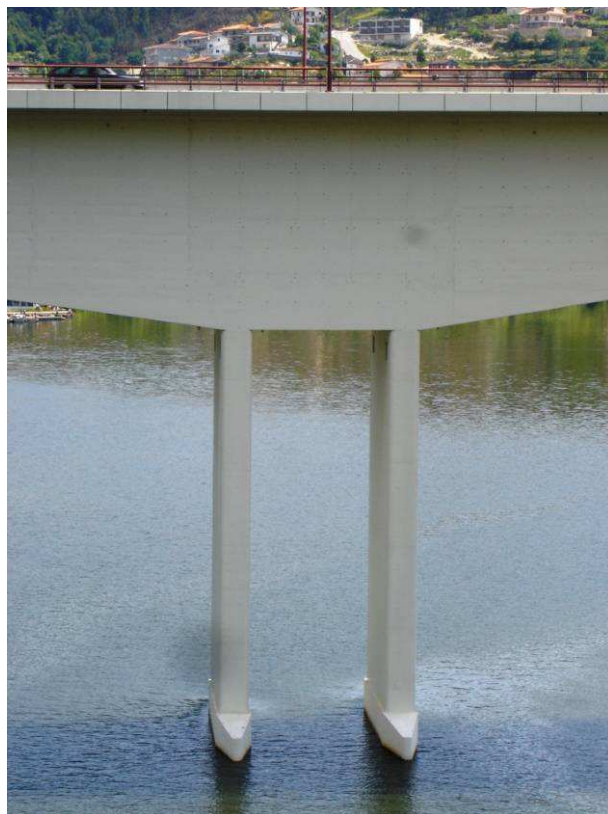


Figura 5.1 – Pilar com formas esbeltas da nova ponte sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, pertencente à EN106, com o objectivo de reduzir o risco de erosão local. Vista para montante.

Contudo, neste caso, esta forma poderia representar um factor potenciador dos fenómenos de erosão, porque existem características imediatamente a montante da estrutura que podem provocar um desalinhamento do escoamento com o pilar. Essas características são a confluência entre os Rios Tâmega e Douro e uma curva pertencente ao último. Para ultrapassar este problema os dois pilares da ponte possuem orientações diferentes estando alinhados, o mais possível, com o escoamento de montante. Ou seja, o pilar mais próximo da margem esquerda está orientado com o escoamento proveniente da confluência e o outro está alinhado com o escoamento da curva. Na Figura 5.2 é possível observar esta disposição geométrica.



Figura 5.2 – Pilares com diferentes orientações na nova ponte sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, pertencente à EN106. Vista para montante.

Um dos principais problemas associados ao estudo das profundidades de erosão e das medidas de protecção a adoptar prende-se com o valor de caudal a considerar para uma análise. Dado que é impossível conhecer com exactidão os hidrogramas de cheia no local da ponte durante a vida da estrutura, existe sempre uma incerteza associada à escolha do caudal. Em Portugal não existe nenhuma norma que imponha o valor do caudal a adoptar, pelo que é comum o recurso às recomendações feitas na literatura estrangeira.

Em RICHARDSON E DAVIS 2001 e AGRAWAL ET AL.2007 são feitas recomendações, sobretudo para aplicação dentro dos Estados Unidos da América. O caudal de dimensionamento a considerar é o correspondente a um período de retorno igual ou superior a 100 anos. Deve, também, ser garantido que a ponte não entrará em rotura num evento de cheia com um período de retorno de 500 anos. Contudo, em determinados locais poderão ser considerados períodos de retorno inferiores aos anteriores desde que se mostre que produzem efeitos mais negativos no desenvolvimento dos processos de erosão. Estes efeitos podem resultar de velocidades superiores dado que em grandes eventos de cheia a velocidade do escoamento pode reduzir, devido à ocupação significativa do leito de cheia, que corresponde a um aumento significativo da área transversal do escoamento e da rugosidade.

O Quadro 5.5 representa um resumo das várias recomendações efectuadas ao longo deste subcapítulo, permitindo uma leitura mais rápida e acessível. Alguns aspectos nele referidos não foram desenvolvidos no corpo de texto para não o tornar demasiado extenso e maçador.

Quadro 5.5 – Recomendações para o dimensionamento de novas pontes de atravessamento fluvial (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007).

Componente da estrutura da ponte	Ação recomendada	Vantagens	Desvantagens
Localização da ponte	Trechos rectos do rio.	Perfil de velocidades mais uniforme.	Aumento das dimensões da ponte com agravamento nos custos.
	Evitar secções em curva ou a jusante de curvas, confluências e barragens.	Redução da profundidade de erosão total e da turbulência do escoamento.	Dificuldades no traçado em planta para garantir que a ponte esteja implantada num segmento recto.
Direcção do escoamento	Alinhar os encontros e os pilares com o escoamento.	Redução da profundidade de erosão local devido à redução da obliquidade do escoamento	Dificuldades no traçado em planta para garantir que a ponte está alinhada com o escoamento.
Localização dos encontros	Colocação dos encontros de forma a não contraírem demasiado o leito principal e, se possível, o leito de cheia do rio.	O desassoreamento é menor devido à maior secção do escoamento.	Aumento dos custos da ponte.
Forma dos encontros	Adopção de encontros que terminem em talude e não numa parede vertical.	Redução da erosão local nos encontros.	Maior trabalho de regularização dos paramentos.
Fundações dos encontros	Colocação de estacas a maiores profundidades.	O maior comprimento das estacas de fundação permite resistir a maiores profundidades de erosão.	Aumento dos custos na realização das estacas.
Estruturas de orientação do escoamento	Colocação de guias a montante dos encontros da ponte de modo a alinharem o escoamento com a estrutura da ponte.	Redução da erosão local ao longo das fundações da ponte.	Não existem.
Localização dos pilares	Implantação dos pilares longe do talvegue do rio.	Redução da erosão por contracção lateral e menor altura do pilar.	Necessário realizar levantamentos batimétricos.
Tipo de pilares	Utilização de pilares esbeltos.	Diminuição da tendência de acumulação de detritos.	Não existem.
Forma dos pilares	Adopção de formas esbeltas, de preferência com as extremidades em cunha ou em círculo.	Redução da erosão local devido à menor interferência no escoamento.	Aumento dos custos de cofragens e mão-de-obra.
	Forma circular.	Bom comportamento, mesmo em escoamentos oblíquos.	Aumento da interferência no escoamento.
Fundações dos pilares	Aumento da profundidade das estacas.	Menor risco para a estabilidade da ponte devido à erosão.	Aumento dos custos na realização das estacas.
Fundações assentes no solo	Colocação das fundações abaixo do nível estimado para a erosão total.	Evita-se a necessidade de aumentar a resistência das camadas de fundação.	Não existem.
Fundações assentes em rocha alterada	Determinação da resistência da rocha à erosão.	Avaliação do risco de erosão.	Não existem.
Fundações assentes em rocha	Implantação das fundações em rocha.	Estabilidade praticamente assegurada mesmo na presença de erosão.	Não existem, se a rocha não estiver a grandes profundidades.

Quadro 5.5 – Recomendações para o dimensionamento de novas pontes de atravessamento fluvial (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007) (continuação).

Componente da estrutura da ponte	Ação recomendada	Vantagens	Desvantagens
Posição dos apoios	Posição dos apoios de ligação ao tabuleiro acima do nível de cheia de projecto.	Redução de danos nos apoios.	Aumento da altura da ponte.
Taludes da ponte	Protecção das margens a montante e a jusante da ponte com material resistente à erosão.	Controlo da largura dos leitos do rio e redução da erosão nas margens.	Custos adicionais para a realização da protecção.
Comprimento da ponte	Desenvolvimento da ponte através de múltiplos vãos ao longo de todo o leito de cheia.	Menor obstrução ao escoamento de cheia reduzindo a erosão por contracção.	Aumento de custos e expropriações de edificações já existentes.
Número de vãos	Desde um vão até múltiplos vãos.	Redundância do número de apoios aumentando a segurança da ponte.	Aumento dos custos na realização das fundações quando existem vãos múltiplos.
Comprimento de vãos isolados	Aumento do seu comprimento.	Menor obstrução ao escoamento de cheia reduzindo a erosão por contracção.	Aumento dos custos da ponte.
Baluartes da ponte	Preferência de muros com aberturas em detrimento de muros maciços, no caso de a ponte poder ser galgada em regime de cheia.	Aumenta a capacidade de vazão em situações de cheia e reduz a contracção do escoamento.	Não existem.
Perfil do tabuleiro	Deve ser adoptado um perfil em curva no plano vertical.	Aumento potencial da área de vazão do rio.	Aumento dos custos de realização dos encontros.

5.5. DESCRIÇÃO DE ALGUMAS MEDIDAS DE PROTECÇÃO PARA PILARES DE PONTES.

Este subcapítulo pretende apresentar com maior detalhe algumas das principais técnicas existentes para a protecção de pilares de pontes. Foram seleccionadas onze medidas diferentes e o estudo de cada uma delas incidiu sobre as suas características, o seu campo de aplicação, as vantagens e desvantagens da sua aplicação, referências de casos de implementação e, quando possível, algumas disposições construtivas. Tentou-se, sempre que possível, acompanhar o estudo desenvolvido com imagens e esquemas que permitam uma maior percepção e compreensão.

Para não tornar o corpo do trabalho demasiado “carregado” serão apresentadas neste subcapítulo apenas cinco das onze as principais técnicas analisadas, privilegiando as mais relevantes, remetendo a apresentação das restantes para o Anexo E. O Quadro 5.6 resume o esquema de apresentação adoptado.

Quadro 5.6 – Local de apresentação das medidas de protecção estudadas.

Medida de protecção estudada	Apresentação na dissertação
Enrocamento natural	subcapítulo 5.5.1
Gabiões e colchões Reno	subcapítulo 5.5.2
Blocos de betão articulados	subcapítulo 5.5.3
Colchões e sacos preenchidos com betão	subcapítulo 5.5.4
Geo-sacos preenchidos com areia ou gravilha	subcapítulo 5.5.5
Enrocamento artificial	anexo E
Enrocamento preenchido com argamassa	anexo E
Construção de um açude a jusante da ponte	anexo E
Estruturas transversais de orientação do escoamento	anexo E
Estacas sacrificiais	anexo E
Colares	anexo E

5.5.1. ENROCAMENTO NATURAL.

Descrição

A colocação de enrocamento natural em redor dos pilares é a técnica mais antiga e com maior utilização na protecção contra os fenómenos de erosão local. Esta medida consiste na colocação de pedras de grandes dimensões junto aos pilares com o objectivo de resistirem às tensões tangenciais induzidas pelo escoamento de cheia. Desta forma, os efeitos de arrastamento provocados pela acção conjunta do escoamento descendente e do vórtice em ferradura sobre o material do fundo são reduzidos (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Esta técnica pode ser encarada como uma medida definitiva ou como uma medida temporária, dado a sua facilidade de colocação e os seus custos reduzidos. Pode, também, ser aplicada em conjunto com outras formas de protecção como, por exemplo, dispositivos de orientação do escoamento ou estacas sacrificiais (AGRAWAL ET AL. 2007).

Na Figura 5.3 é apresentada uma situação em que a protecção do pilar é efectuada com enrocamento natural. É possível observar a utilização deste material na protecção do encontro da ponte.

Ao longo do tempo foram efectuados vários estudos em modelo reduzido para simular o comportamento do enrocamento na protecção de pilares. Assim, foi-se adquirindo um conhecimento alargado que pode ser complementado com a observação e registo no terreno, de vários casos de sucesso e falência (LAGASSE ET AL. 2007).

A aplicação de enrocamento natural é considerada a medida padrão pelo que todas as outras medidas tendem a ser comparadas com esta. Logo, terá um desenvolvimento maior do que as restantes técnicas.



Figura 5.3 – Pilares da ponte protegidos com enrocamento natural (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

O enrocamento natural pode ser utilizado no revestimento e protecção de margens, taludes dos encontros e pontos singulares ao longo do rio. Também é aplicado na formação de uma camada de protecção do leito, ao longo de trechos do rio, com o objectivo de impedir a remoção dos sedimentos mais finos e na protecção local de pilares de pontes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Vantagens

O enrocamento natural tem como grandes vantagens a sua flexibilidade e a sua capacidade de adaptação a possíveis assentamentos do leito do rio. Com a formação e desenvolvimento da cavidade de erosão é possível reposicionar e proteger a sua base, retardando o processo de erosão (AGRAWAL ET AL. 2007).

Em comparação com outras medidas de protecção artificiais não provoca grandes efeitos negativos sobre o ambiente natural do rio. Permite o crescimento de vegetação, os seus impactos visuais são reduzidos e tem boa aceitação social (AGRAWAL ET AL. 2007).

Os custos associados à adopção do enrocamento natural como medida de protecção são relativamente baixos, especialmente nos casos em que este está disponível na zona envolvente da ponte. A sua colocação é, na maioria dos casos, bastante fácil (AGRAWAL ET AL. 2007).

Uma outra vantagem prende-se com a existência de muitos pilares protegidos com esta técnica e o estudo continuado ao longo de várias décadas, sobretudo através da modelação física. Isto permitiu acumular um conhecimento bastante superior em relação a outras técnicas, pelo que existem inúmeros métodos para o seu dimensionamento e colocação em obra (AGRAWAL ET AL. 2007). Os seus mecanismos de rotura são bem conhecidos (LAGASSE ET AL. 2007).

No caso de o enrocamento ser colocado abaixo do nível do leito do rio a necessidade de manutenção é reduzida, devido à protecção conferido pelo material do fundo. Contudo, devem-se prever inspecções regulares de modo a observar se o enrocamento já se encontra à vista (AGRAWAL ET AL. 2007).

Desvantagens

A estrutura de enrocamento que envolve o pilar pode perder a estabilidade e atingir a rotura através de quatro mecanismos, que são (LAGASSE ET AL. 2007), (MELVILLE E COLEMAN 2000):

- Tensão tangencial elevada. O material que está à superfície entra em movimento devido à acção conjunta do escoamento descendente e do vórtice em ferradura. A tensão tangencial que se desenvolve é superior à tensão crítica do material, pelo que a sua dimensão deveria ser maior.
- Remoção dos sedimentos finos. As partículas de menor dimensão do fundo podem ser removidas através dos espaços vazios e dos interstícios das camadas de enrocamento. Este mecanismo de rotura está mais associado a rios com leito de areia do que com material grosseiro. Para acautelar este fenómeno é necessário colocar um filtro de geossintético sob a camada de enrocamento ou colocar um filtro granular disposto em várias camadas.
- Deslizamento do material da periferia. Este processo caracteriza-se pela infra-escavação junto aos limites da camada de enrocamento. Os sedimentos do leito vão sendo arrastados pelo escoamento provocando uma cavidade de erosão em redor do conjunto. Com o decorrer do processo, o enrocamento colocado na periferia pode deslizar devido à falta de apoio da fundação. Uma forma de acautelar este processo consiste no prolongamento lateral do enrocamento para que o deslizamento do material de protecção não coloque em risco a estabilidade do pilar. Outro procedimento prende-se com o aumento do número de camadas para que a quantidade de espaços vazios não cresça exageradamente com o movimento das pedras.
- Infra-escavação devido à configuração dos fundos. Em escoamentos com transporte sólido generalizado a passagem das configurações de fundo como, por exemplo as dunas, pode provocar assentamentos significativos da camada de protecção. Quando as dunas possuem uma altura considerável pode ocorrer a migração do enrocamento para longe do pilar. Estudos realizados por vários investigadores mostraram que este mecanismo de rotura é determinante em escoamentos com transporte sólido generalizado, sobretudo em rios com leitos de areia.

Na Figura 5.4 é apresentado um esquema que relaciona os quatro mecanismos de rotura atrás descritos com as condições do escoamento. No diagrama u_* representa a velocidade de atrito junto ao fundo, u_{*c} é a velocidade de atrito crítica junto ao fundo correspondentes a sedimentos de uma determinada dimensão e u_{*cr} representa a velocidade de atrito crítica junto ao fundo para o material que constitui o enrocamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Como já foi referido os três primeiros mecanismos verificam em todas as condições do escoamento enquanto que o último apenas ocorre em condições com transporte sólido generalizado. Conclui-se que a probabilidade de ocorrência de remoção de sedimentos do fundo é maior com o aumento da relação u_* / u_{*c} e que a rotura por deslizamento de pedras tende a aumentar com o aumento de u_* / u_{*cr} . A rotura por arrastamento do material do enrocamento verifica-se, frequentemente, para relações de $u_* / u_{*cr} > 0.35$ (MELVILLE E COLEMAN 2000).

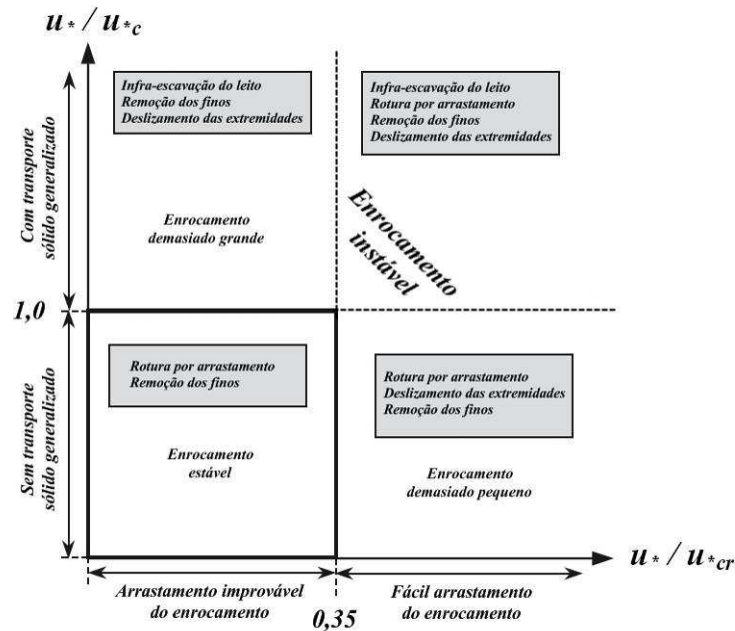


Figura 5.4 – Esquema dos mecanismos de rotura do enrocamento natural em função das condições do escoamento (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).

Na Figura 5.5 é apresentado um esquema do principal mecanismo de rotura em escoamentos com transporte sólido generalizado, especialmente em leitos compostos por areia. É possível observar o assentamento das camadas de enrocamento devido à migração das dunas e a vantagem na escolha de uma colocação mais abrigada, abaixo da mais baixa cava prevista para o leito (MELVILLE E COLEMAN 2000).

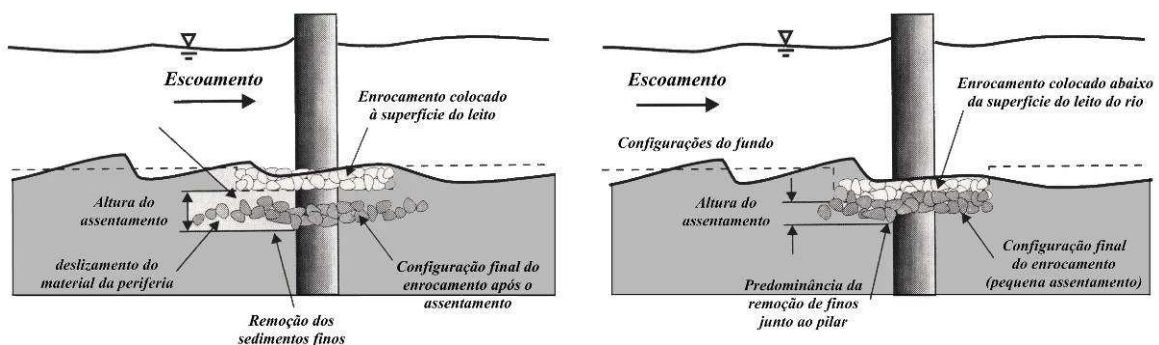


Figura 5.5 – Mecanismo de rotura do enrocamento natural devido à migração de dunas (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Este tipo de medidas exige manutenção, monitorização e inspecção frequentes para que a sua capacidade de protecção seja efectiva. Após a ocorrência de grandes eventos de cheia deve proceder-se a inspecções de modo a averiguar o seu estado e o seu comportamento durante o período de cheia e, se necessário, proceder a operações de manutenção. Quando o enrocamento é colocado à superfície ou é colocado por descarga através de um camião a frequência de inspecções deve ser maior (AGRAWAL ET AL. 2007).

Nos casos em que a profundidade de erosão estimada é elevada e em que esteja prevista a colocação de enrocamento abaixo do nível do leito do rio, deveria ser analisada a estabilidade do pilar durante as operações de colocação. Nestas situações é aconselhável o abandono deste tipo de solução (AGRAWAL ET AL. 2007).

Referências e casos de aplicação

No estudo realizado por Parker et al., em 1995, é indicado a existência de 5984 casos de protecção de pontes com enrocamento natural. Como se pode observar no Quadro 5.3 era a técnica mais utilizada até à data. Mesmo hoje em dia é, sem dúvida, a medida de protecção mais utilizada na protecção de pontes (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em Portugal esta técnica foi utilizada na protecção dos pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios. Na Figura 5.6 pode observar-se uma representação tridimensional efectuada com base num levantamento batimétrico realizado após a queda da ponte. A base dos pilares 2 e 3 estão envolvidos em enrocamento natural conferindo-lhes uma maior capacidade resistente.

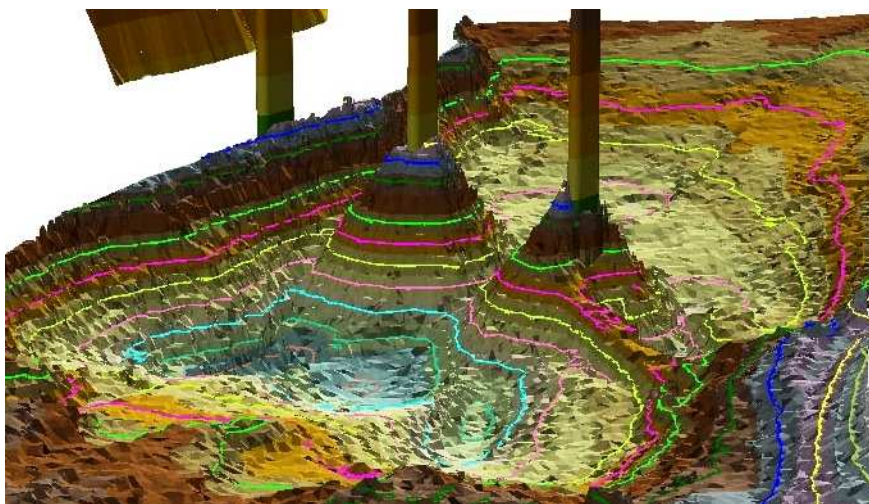


Figura 5.6 – Pilares 2 e 3 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro, protegidos com enrocamento natural (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

Disposições construtivas

Devido à grande utilização do enrocamento natural em pilares de pontes existem várias recomendações para colocação em obra. Estas recomendações variam consoante o autor e prendem-se com a cota de colocação, com a área de cobertura, com a espessura da camada, com a granulometria a adoptar e com o tipo e dimensões do filtro (LAGASSE ET AL. 2007).

No que diz respeito à cota de posicionamento existem várias recomendações. Contudo, existe consenso de que a colocação do enrocamento abaixo do nível do leito conduz a um aumento da sua eficiência (LAGASSE ET AL. 2007). Conforme já referido, a colocação do enrocamento deve ser feita de modo a que o topo da camada de protecção se encontre ao nível da mais baixa cava de duna prevista. Deste modo é possível reduzir ou eliminar o assentamento das pedras devido à migração das configurações do fundo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A Figura 5.7 mostra as três colocações possíveis para a instalação do enrocamento junto a um pilar. Em termos de facilidade de inspecção, o topo da camada de protecção deve estar ao nível do leito do rio (LAGASSE ET AL. 2001), (RICHARDSON E DAVIS 2001). Contudo, é frequente a colocação do enrocamento à superfície do leito devido à facilidade de colocação e à redução de custos (LAGASSE ET AL. 2007). No entanto, conforme referido, o esquema que coloca o enrocamento abaixo do nível do leito é aquele que reúne maior consenso entre os investigadores, em termos da efectiva e adequada protecção.

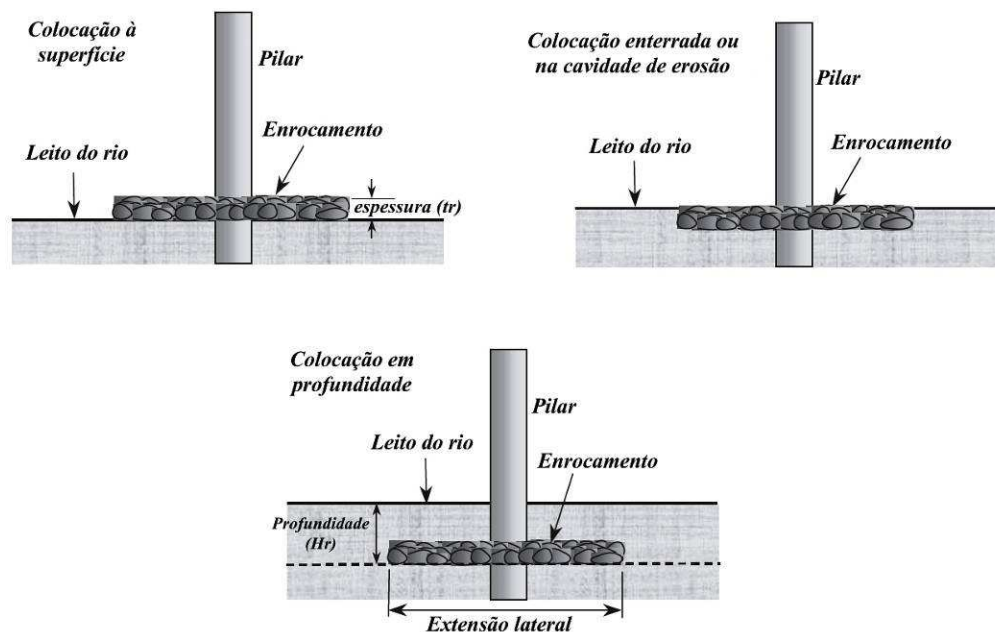


Figura 5.7 – Esquema do nível de colocação do enrocamento natural num pilar (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).

A extensão lateral do enrocamento deve ser correspondente a três ou quatro vezes a largura do pilar ou igual a uma ou uma vez e meia a largura do mesmo, medida a partir da sua face. No caso de pilares circulares deve usar-se o diâmetro para definir a largura (LAGASSE ET AL. 2007), (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A espessura da camada de enrocamento deve estar compreendida entre duas e três vezes o tamanho mediano do material de enrocamento (LAGASSE ET AL. 2007). Segundo estudos realizados um aumento da espessura da camada de enrocamento de uma para três vezes a dimensão mediana do enrocamento permite uma redução de cerca de 70% na profundidade de erosão local (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A maioria dos estudos realizados sobre esta problemática não refere práticas para a gradação dos sedimentos que compõem o enrocamento. Contudo, é aconselhável colocar material com boa gradação porque permite reduzir a quantidade de espaços vazios e, conseqüentemente, diminuir a possibilidade de remoção das partículas finas (LAGASSE ET AL. 2007). Melville e Coleman recomendam o cumprimento da relação apresentada na Equação 5.1.

$$0.5 \cdot D_{r,máx} < D_{r50} < 2 \cdot D_{r15} \quad (5.1)$$

Outra proposta é feita por Brown e Clyde, em 1989, que estabelece critérios mais apertados para a escolha da curva granulométrica. No Quadro 5.7 são apresentadas as suas recomendações (AGRAWAL ET AL. 2007).

Quadro 5.7 – Curva granulométrica do enrocamento natural
proposta por Brown e Clyde (AGRAWAL ET AL. 2007).

Intervalo de valores do enrocamento	Pontos da curva granulométrica
$1.5 - 1.7 D_{r50}$	D_{r100}
$1.2 - 1.4 D_{r50}$	D_{r85}
$1.0 - 1.15 D_{r50}$	D_{r50}
$0.4 - 0.6 D_{r50}$	D_{r15}

Como foi referido anteriormente é necessário prever a colocação de um filtro para evitar a remoção do material do leito do rio. A escolha e colocação dos filtros devem obedecer a algum cuidado, de forma a melhorar substancialmente o comportamento do enrocamento. São feitas recomendações para a colocação de filtros de geossintético e filtros granulares, sendo que em determinadas situações poderá ser necessário aplicar ambos os tipos de filtros (LAGASSE ET AL. 2007).

No caso da colocação de filtros de geossintético estes devem ter uma largura de cerca de 75% da largura da camada de enrocamento (MELVILLE E COLEMAN 2000). Desta forma, o filtro está ancorado permanecendo protegido mesmo após o deslizamento dos sedimentos devido à erosão nos limites do conjunto. O filtro deve ser capaz de resistir às tensões induzidas pelas pedras que estão sobre eles (LAGASSE ET AL. 2007).

Quando se opta pela colocação de filtros granulares é necessário prever a sua gradação correcta. O seu dimensionamento deve satisfazer os critérios de Terzaghi, o que resulta no cumprimento das indicações expressas pelas Equações 5.2, 5.3 e 5.4 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

$$\frac{D_{r15}}{D_{85}} < 5 \quad (5.2)$$

$$4 < \frac{D_{f15}}{D_{15}} < 20 \quad (5.3)$$

$$\frac{D_{f50}}{D_{50}} < 25 \quad (5.4)$$

Na Figura 5.8 é apresentado um resumo esquemático de algumas das recomendações apresentadas.

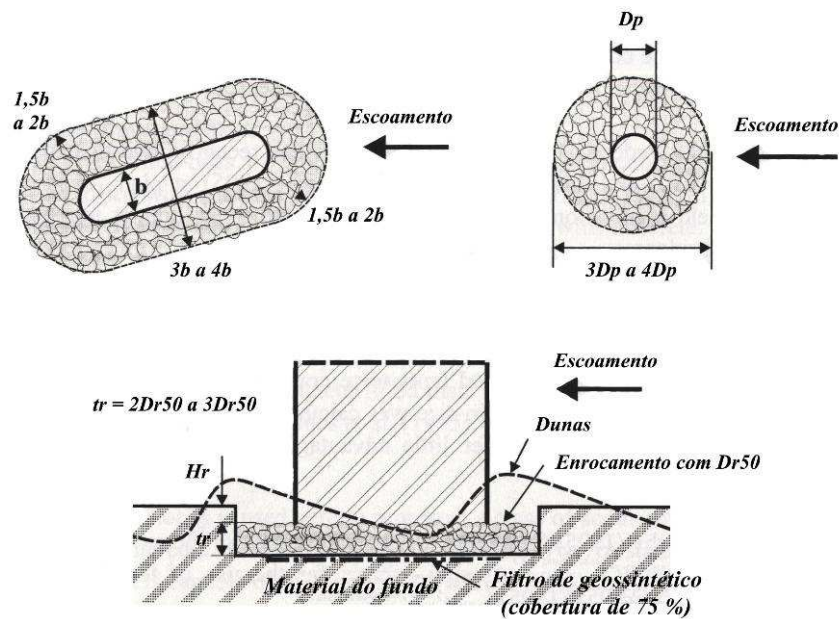


Figura 5.8 – Recomendações para a colocação de enrocamento natural num pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

5.5.2. GABIÕES E COLCHÕES RENO.

Descrição

Os gabiões são elementos constituídos por uma rede de arame que permite a colocação de enrocamento natural ou material similar no seu interior. Podem ser preenchidos com pedras angulares ou com godos, sendo que as primeiras conferem um maior imbricamento ao material (LAGASSE ET AL. 2007).

Os sistemas de gabiões existentes no mercado podem utilizar várias formas como sacos, caixas ou cestos, colchões Reno ou elementos contínuos (AGRAWAL ET AL. 2007).

Os sacos de gabião são úteis quando não é possível a realização de uma enscadeira, podendo ser colocados directamente na água. As caixas ou cestos de gabião são maiores do que os sacos e resistem a maiores velocidades do escoamento. Os colchões Reno são semelhantes às caixas mas têm uma espessura menor e apresentam um peso menor por unidade de área. São fabricados para comprimentos

maiores do que os dois tipos anteriores e, em cavidades de erosão de maior profundidade, podem colocar-se duas camadas. Dado que possuem uma maior flexibilidade, devido à sua configuração geométrica, são o sistema de gabiões mais correntemente utilizados. Estes poderão ser realizados como elementos contínuos, constituindo armações contínuas de arame, que permitem proteger áreas maiores. Por isto são bastante utilizados na protecção de margens e estruturas de orientação do escoamento e não tanto na protecção de pilares (AGRAWAL ET AL. 2007). Na Figura 5.9 são apresentados esquemas dos vários tipos de solução em gabiões aqui descritos.

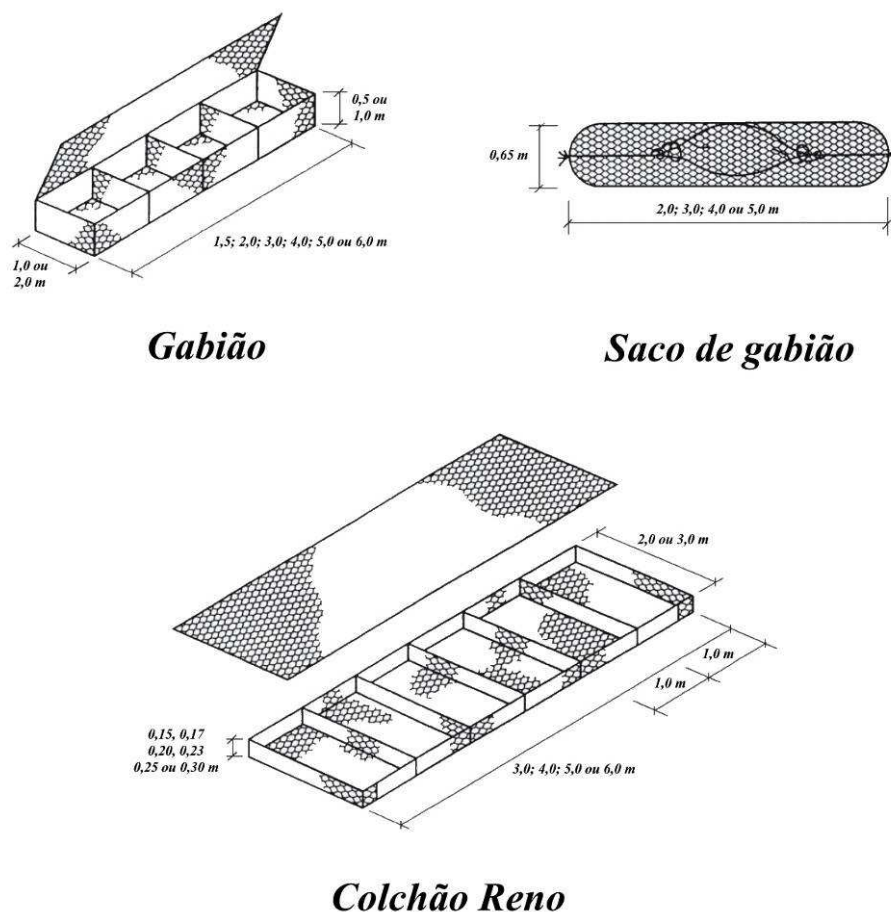


Figura 5.9 – Esquema dos vários tipos de soluções em gabiões (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).

Campo de aplicação

Este tipo de elementos tem aplicação na protecção de pilares e encontros de pontes contra os fenómenos de erosão local, na protecção de margens muito inclinadas de rios e como dissipadores de energia a montante e a jusante de pontes e galerias de derivação (AGRAWAL ET AL. 2007).

Vantagens

Os gabiões são frequentemente comparados com o sistema de enrocamento natural dado que derivam deste. Contudo, apresentam algumas vantagens, dado que possuem características diferentes. Constituem um elemento muito poroso e que, por isso, está menos sujeito à acção das forças de sustentação provocadas pelo escoamento. No caso de ocorrer infra-escavação ou de se verificar alguma instabilidade da estrutura, como se trata de um elemento flexível, pode acomodar-se às alterações do leito e encontrar uma nova posição de estabilidade.

O enchimento dos gabiões é feito com material de dimensões granulométricas correntes dado que o elemento resiste como um todo às forças tangenciais do escoamento. Desta forma, é possível ultrapassar a dificuldade em encontrar enrocamento natural de dimensões adequadas nas proximidades do local da ponte. Também, como não têm uma espessura muito grande são, geralmente, necessárias menores quantidades de material (AGRAWAL ET AL. 2007), (LAGASSE ET AL. 2007).

Desvantagens

Os grandes problemas associados à utilização dos gabiões prendem-se com a capacidade resistente da rede de arame, que pode colocar em risco a estabilidade do conjunto. Tal poderá resultar da acção da turbulência do escoamento em redor do pilar e/ou da configuração dos fundos do rio, como a passagem de dunas, o que pode provocar uma deformação excessiva da rede e induzir tensões significativas que podem levar a estrutura à rotura. Assim, o material que se encontra no interior entra em movimento e deixa de haver capacidade de protecção do pilar. Também, com o decorrer do tempo, o arame diminui a sua capacidade resistente devido à corrosão e à abrasão a que está exposto (AGRAWAL ET AL. 2007), (LAGASSE ET AL. 2007).

Devido a estes dois factores e a possíveis actos de vandalismo, a necessidade de manutenção é superior a outras formas de protecção existentes. No caso de ocorrer erosão nos limites da estrutura pode verificar-se um assentamento significativo o que, combinado com a remoção de material fino, provocam o afastamento entre o gabião e o pilar, conduzindo ao aumento da cavidade de erosão (AGRAWAL ET AL. 2007), (LAGASSE ET AL. 2007).

A utilização do sistema de gabiões deve ser acompanhada da colocação de um filtro de geossintético para assegurar que não ocorre arrastamento do seu material de fundação. Contudo, o filtro pode empenar devido aos gradientes piezométricos e às forças de sustentação do escoamento, afastando o gabião do pilar e diminuindo a sua capacidade de protecção (LAGASSE ET AL. 2007).

Referências e casos de aplicação

Não existe muita informação disponível sobre a aplicação de sistemas de gabiões em pilares de pontes. No entanto, um estudo realizado por Parker et al., em 1995, é indicado a existência de 567 casos de protecção de pontes com este tipo de elementos (MELVILLE E COLEMAN 2000). Um trabalho realizado por Parker et al., em 1998, analisa a utilização deste tipo de medidas de protecção em pontes do Estado de Nova Iorque. Os autores referem um comportamento insatisfatório dos gabiões aplicados (LAGASSE ET AL. 2007).

MELVILLE E COLEMAN 2000 referem que após a ocorrência do assentamento de um pilar na ponte sobre o Rio Whakatane, pertencente à auto-estrada 30 da Nova Zelândia, em 1983, uma das medidas provisórias para a estabilização da ponte foi a aplicação de gabiões em redor do pilar danificado. Após

inspecções realizadas no final da década de noventa, a avaliação do comportamento dos gabiões neste local não reuniu o consenso dos especialistas (LAGASSE ET AL. 2007).

A Figura 5.10, retirada do sítio na internet da Maccaferri, a marca que inventou esta técnica, exemplifica a aplicação desta técnica numa ponte.



Figura 5.10 – Exemplo de aplicação de sistemas de gabiões na protecção de pilares de pontes (<http://www.maccaferri.pt>).

Disposições construtivas

A colocação dos gabiões deve obedecer a certas disposições de modo a que a sua estabilidade esteja garantida e a protecção do pilar seja efectiva. Recomenda-se que tenham uma extensão igual a duas vezes a largura do pilar, medida a partir da sua face. O filtro de geossintético colocado na sua base não deve ocupar uma área maior do que os gabiões, para que esteja protegido das forças do escoamento (AGRAWAL ET AL. 2007).

Na Figura 5.11 são apresentadas as disposições construtivas referidas, de uma forma esquemática, permitindo compreender melhor a implantação no terreno.

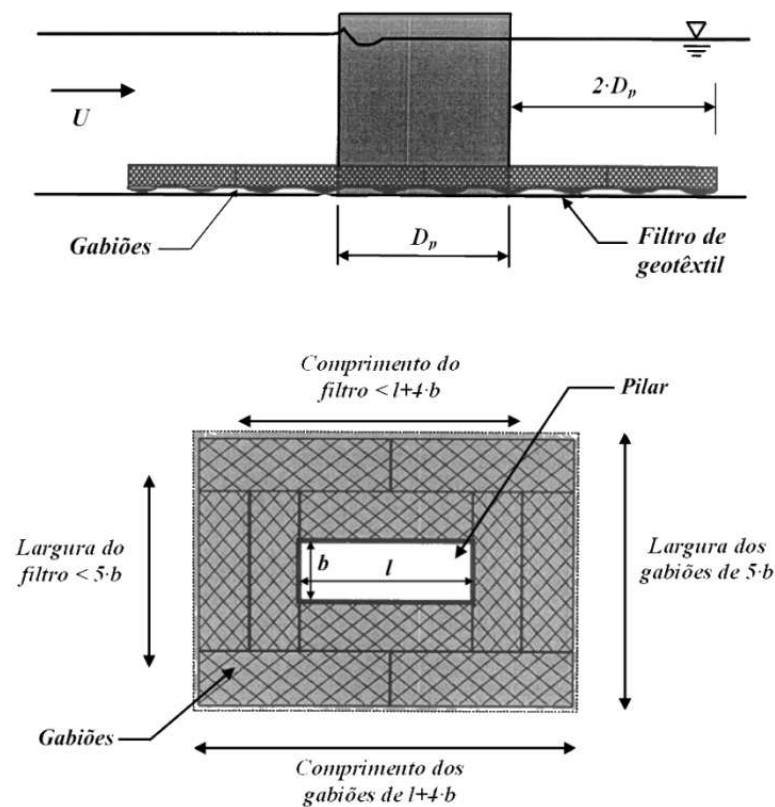


Figura 5.11 – Disposições construtivas para sistemas de gabiões em pilares de pontes (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007).

5.5.3. BLOCOS DE BETÃO ARTICULADOS.

Descrição

Os blocos de betão articulados são constituídos por blocos de betão pré-fabricados que se entrelaçam ou se ligam através de tirantes ou cabos (de aço galvanizado ou poliéster), formando um tapete ou um colchão. Esta é a forma mais corrente para este tipo de estruturas devido à sua grande flexibilidade, permitindo proteger o fundo dos rios na passagem de cheias mais fortes (AGRAWAL ET AL. 2007).

Apesar de os blocos, em termos individuais, não possuírem resistência suficiente para aguentar as forças induzidas pelo escoamento, a estrutura flexível do conjunto possui essa capacidade (MELVILLE E COLEMAN 2000). São usados como alternativa ao enrocamento natural quando não existem pedras de dimensão suficiente para resistir às forças hidráulicas, devido ao aumento de resistência conferido pelas ligações físicas (AGRAWAL ET AL. 2007).

Este tipo de sistema pode ainda ser concretizado através de blocos que se encaixam e a sua resistência pode ser aumentada com o preenchimento dos espaços vazios com gravilha (AGRAWAL ET AL. 2007).

Na Figura 5.12 é possível observar exemplos de blocos de betão articulados. Na primeira imagem a ligação é garantida através do encaixe entre os vários blocos enquanto que no segundo são utilizados cabos de aço ou poliéster.

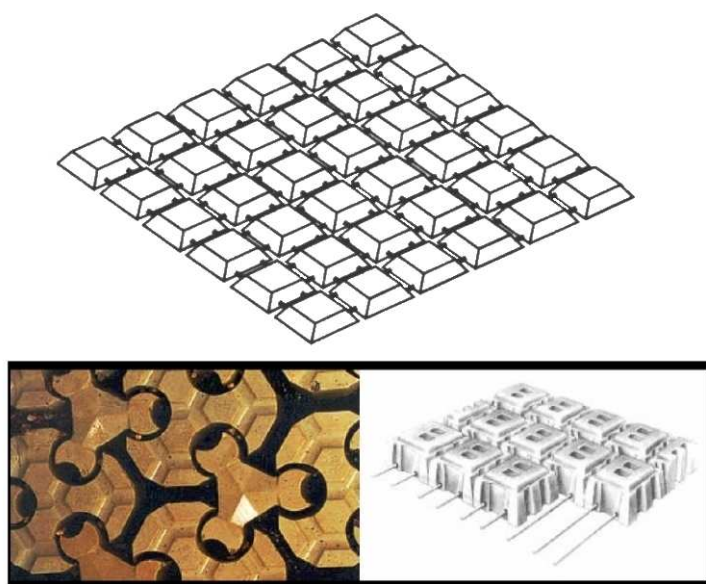


Figura 5.12 – Exemplos de blocos de betão articulados
(AGRAWAL ET AL. 2007), (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

Este tipo de sistemas articulados pode ser aplicado no revestimento e protecção de margens, na formação de uma camada de protecção do fundo, onde o colchão ou tapete é ancorado nos encontros da ponte, ou na protecção de pilares de pontes (LAGASSE ET AL. 2007).

Vantagens

As vantagens na aplicação deste tipo de solução residem no facto de a estrutura ser bastante flexível, permitindo uma maior capacidade de adaptação às irregularidades do leito e possíveis assentamentos. Possuem uma boa capacidade resistente às forças hidráulicas provocadas por grandes cheias e ao efeito do gelo. Na maioria das vezes possuem um filtro de geossintético ligado directamente à malha de blocos e apresentam competitividade de custos em relação às soluções mais comuns (AGRAWAL ET AL. 2007).

Desvantagens

São conhecidos dois mecanismos de rotura associados aos blocos de betão articulados. Quando os colchões não estão bem ancorados podem virar-se ou a extremidade de montante ser levantada pelas forças de sustentação do escoamento. Nos casos em que a ancoragem é bem efectuada pode ocorrer o levantamento do centro da malha (LAGASSE ET AL. 2007).

Quando a ligação entre os blocos é feita através de cabos de aço pode ocorrer corrosão sobretudo quando a água do rio apresentada teores elevados de salinidade. Desta forma, não é possível utilizar estes sistemas em zonas de rios próximas da linha de costa. A necessidade de ancorar o tapete ao pilar pode transmitir esforços significativos à sua base pelo que a sua aplicação pode ser limitada. Também, não são indicados para rios com sedimentos de grandes dimensões e para a protecção de pontes em

que sejam utilizadas cortinas de estacas ou estacas de forma complexa, com o maciço de encabeçamento acima do nível do leito, devido à dificuldade de colocação (LAGASSE ET AL. 2007).

Referências e casos de aplicação

A aplicação deste tipo de medida de protecção não é frequente como medida de protecção de pilares de pontes contra os fenómenos de erosão. No estudo realizado por Parker et al., em 1995, é indicado a existência de apenas 6 casos de protecção de pontes com este tipo de elementos (MELVILLE E COLEMAN 2000). Na Europa é possível encontrar como revestimento e protecção do fundo e margens de rios relativamente rectos e com escoamentos uniformes, em que se verifiquem baixos níveis de turbulência (LAGASSE ET AL. 2007).

No entanto, um estudo conduzido em laboratório por Parker et al., em 1998, concluiu que a aplicação de blocos de betão articulados de cabos de aço produz um excelente resultado na protecção de pilares (LAGASSE ET AL. 2007).

A Figura 5.13 mostra a aplicação desta técnica de protecção no revestimento do encontro de uma ponte em Mulberry Street, Cache la Poudre River, Colorado, EUA (LAGASSE ET AL. 2007).

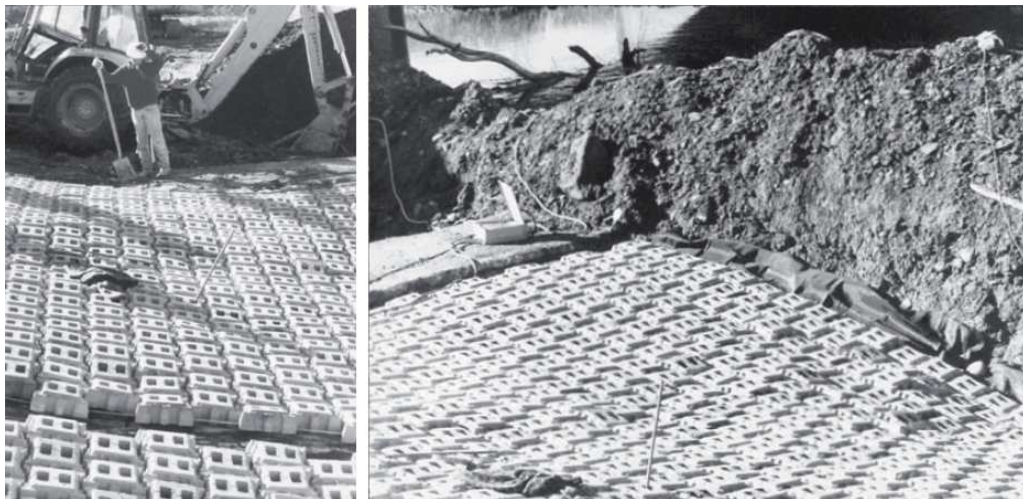


Figura 5.13 – Protecção do encontro de uma ponte através de blocos de betão articulados (LAGASSE ET AL. 2007).

Disposições construtivas

No caso de a altura do bloco de betão, H_{bb} , ser inferior a $0,25 \cdot h$ é necessário escavar o leito do rio de modo a aumentar a estabilidade do conjunto. Quando aplicadas a pilares de pontes, a malha ou colchão de blocos deve ter as dimensões de $4 \cdot b$ e $4 \cdot l$ ou estender-se até $1,5 \cdot b$ e $1,5 \cdot l$ a partir de cada face do pilar, consoante a face em questão. Quando o escoamento faz com que o pilar faça um ângulo superior a 15° , $\theta > 15^\circ$, a malha deve ter dimensões de, pelo menos, $4 \cdot b / \cos(\theta)$ ou $4 \cdot l / \cos(\theta)$ (AGRAWAL ET AL. 2007).

É necessário prever a colocação de filtros na base dos blocos de modo a evitar a fuga de finos do material do fundo e o assentamento das extremidades da manta, excepto em rios com material do fundo grosseiro. Em rios com material de fundo composto por areia é aconselhado a colocação de um filtro de geossintético bem fixo à base do elemento e com uma dimensão em planta correspondente a

considerar uma largura igual à dimensão da aresta do pilar, a partir de cada face deste, sempre com a condição de que tal não exceda as dimensões do tapete ou colchão de blocos de betão (AGRAWAL ET AL. 2007). Na Figura 5.14 é possível visualizar a colocação em obra do filtro de geossintético na base de um colchão de blocos articulados.



Figura 5.14 – Colocação de um filtro de geossintético na base de um colchão de blocos de betão articulados (<http://www.armortec.co.uk>).

É necessário prever a ancoragem correcta da estrutura de protecção de modo a conferir uma maior capacidade resistente ao colchão (AGRAWAL ET AL. 2007).

Um dos principais problemas associados a esta tecnologia prende-se com a ligação da malha ao pilar e a remoção de sedimentos finos a partir deste ponto, desde a superfície do leito até ao topo da sapata. Na literatura são recomendadas determinadas práticas, como a colocação de betão em redor do pilar ou a escavação do leito até ao topo da sapata para apoio da malha directamente na fundação ou numa camada de betão. No trabalho realizado por Lagasse, em 1999, é apresentado um processo muito utilizado na Holanda e que consiste na colocação de um filtro granular em redor do pilar da ponte. A sua espessura deve ser igual ou superior a 1,0 metro e estender-se até 5,0 metros desde a face do pilar. A camada de blocos articulados e o filtro de geossintético devem sobrepor parcialmente o filtro granular, sendo recomendada a colocação de enrocamento natural na zona entre os blocos e as faces do pilar (LAGASSE ET AL. 2007). Este sistema é esquematizado na Figura 5.15.

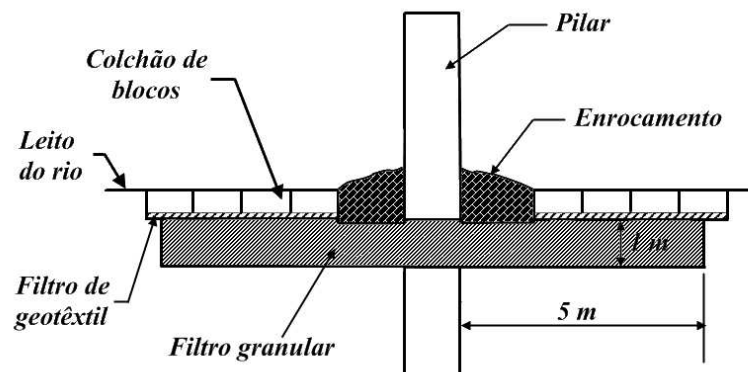


Figura 5.15 – Esquema da realização do filtro granular em blocos de betão articulados (adaptado de LAGASSE ET AL. 2001).

5.5.4. COLCHÕES E SACOS PREENCHIDOS COM BETÃO.

Descrição

Esta estrutura de protecção fluvial consiste em sacos ou colchões feitos de material tecido preenchidos com betão, cimento ou com enrocamento com argamassa. Por uma questão de simplificação descritiva apenas será referido o preenchimento com betão, contudo os três materiais podem ser considerados. Podem representar uma alternativa ao enrocamento natural quando este não está disponível nas proximidades da ponte ou quando existem condicionalismos ambientais à sua aplicação ou extracção (LAGASSE ET AL. 2007).

Os colchões são constituídos por uma camada contínua. A forte estrutura composta pelo material sintético cosido é implantada no fundo do rio e, através de cavidades que interligam os vários compartimentos do colchão, é injectado betão. Quando o material ganha presa forma-se um tapete de blocos interligados entre si. Por vezes podem ser aplicados cabos para tornar a estrutura mais flexível tal como nos blocos de betão articulados (LAGASSE ET AL. 2007). A Figura 5.16 mostra um exemplo de colchões preenchidos com betão (LAGASSE ET AL. 2001).



Figura 5.16 – Exemplo de um colchão preenchido com betão (LAGASSE ET AL. 2001).

Os sacos são estruturas idênticas aos colchões mas são enchidos antes de serem colocados na água e não estão interligados entre si. Possuem vários tamanhos e são bastante fáceis de instalar (LAGASSE ET AL. 2007). Uma possibilidade é o enchimento com betão seco de modo a que o material seja hidratado quando for imerso, permitindo reduzir o tempo de fabrico (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

Este tipo de sistema é usado na protecção de margens, no preenchimento temporário de cavidades de erosão em pilares de pontes, na protecção dos fundos no local da ponte quando estas são de pequena extensão e, mais recentemente, como protecção permanente da erosão local em pilares em alternativa à colocação de enrocamento (AGRAWAL ET AL. 2007), (LAGASSE ET AL. 2007).

Vantagens

As grandes vantagens na aplicação deste tipo de medida de protecção residem no seu baixo custo, na facilidade de colocação e no facto de consistirem uma boa alternativa ao enrocamento em termos de eficácia de protecção. No caso de pontes pequenas ou de acesso difícil para o equipamento de grande dimensão, a utilização dos sacos pode tornar o trabalho de protecção fluvial bastante mais simples (LAGASSE ET AL. 2007).

Desvantagens

Os mecanismos de rotura associados aos colchões com enrocamento preenchidos com betão são os seguintes (LAGASSE ET AL. 2007):

- Viragem das extremidades. As forças de sustentação do escoamento na zona superior do colchão podem conduzir ao levantamento da parte central. Assim, esta zona pode ser arrancada e arrastada pelo escoamento ou pode permitir que o colchão enrole nos seus limites perdendo a sua capacidade de protecção.
- Infra-escavação. Erosão dos fundos nas extremidades do colchão devido à acção do vórtice em ferradura.
- Erosão junto ao pilar. Quando a ligação entre o colchão e o pilar não é bem realizada a acção do vórtice em ferradura pode desenvolver-se e provocar erosão nesta zona.

Numa inspecção realizada por Parker et al., em 1998, concluiu-se que os colchões não são muito económicos sobretudo ao nível dos custos de manutenção. Em geral, também são levantados problemas ao nível da influência na qualidade da água, condições climáticas, questões estéticas e a própria aceitação social em colocar sacos de betão no leito do rio (LAGASSE ET AL. 2007).

Os sacos colocados no leito do rio podem perder a sua eficácia na protecção dos pilares, reduzindo a sua estabilidade. Os mecanismos de rotura observados neste tipo de protecção são (AGRAWAL ET AL. 2007), (LAGASSE ET AL. 2007):

- Rotura repentina devido ao seu pequeno tamanho. Quando os sacos são de tamanho menor que o aconselhado entram em movimento devido às forças do escoamento e podem provocar uma redução significativa na capacidade de protecção do pilar.
- Escorregamento e movimento dos sacos. Devido à fraca rugosidade dos sacos pode ocorrer o seu deslizamento mesmo para baixas velocidades do escoamento. A passagem de dunas ou rugas por estes elementos pode provocar o seu movimento, tornando a estrutura menos estável.
- Erosão do material de fundação do filtro. Quando é colocado um filtro de geossintético sob as camadas de sacos pode ocorrer erosão do material do fundo. Isto pode ser consequência da erosão local devido à interacção do escoamento com os sacos, da erosão dos limites do conjunto de sacos ou da migração das configurações do fundo. À medida que o filtro vai sendo exposto estes problemas tendem a aumentar.

Referências e casos de aplicação

No estudo realizado por Parker et al., em 1995, foram encontrados 97 casos em que a protecção da estrutura da ponte foi realizada com sacos preenchidos com betão e 51 casos com colchões preenchidos com o mesmo material (MELVILLE E COLEMAN 2000). Na Figura 5.17 é visível a aplicação de colchões com betão na secção de uma ponte no Yuma County, Arizona, EUA.



Figura 5.17 – Aplicação de colchões preenchidos com betão na secção de uma ponte (LAGASSE ET AL. 2007).

Na literatura não são realizadas referências significativas a casos específicos de aplicação deste grupo de medidas.

Estas medidas são indicadas para escoamentos com velocidade de projecto na ordem dos 1.5-3 m/s e em que as profundidades de erosão por contracção e local estejam no intervalo, de 1-2 metros (AGRAWAL ET AL. 2007).

Disposições construtivas

A investigação conduzida ao longo dos tempos mostrou que a correcta instalação dos colchões desempenha um papel muito importante na eficiência de protecção do pilar. É aconselhável que tenha uma dimensão entre 1.5 e 2 vezes a largura do pilar para que a capacidade de protecção seja eficaz (LAGASSE ET AL. 2007).

Fotherby recomenda a colocação do colchão de modo a que o seu topo fique ao nível do leito do rio e a colocação de enrocamento nos seus limites. Desta forma aumenta-se a protecção da erosão dos fundos e a resistência ao enrolamento das extremidades, sobretudo em condições com transporte sólido generalizado. Bertoldi et al. sugere a ancoragem do colchão ao pilar nos casos em que não há a realização de escavação e o leito é arenoso. Jones et al. e Stein et al. recomendam a colocação de um tampão entre o tapete e o pilar capaz de impedir a remoção dos sedimentos por acção do escoamento descendente e do vórtice em ferradura (LAGASSE ET AL. 2007).

De igual modo, no caso dos sacos com betão, a eficiência na protecção é dependente do tamanho do saco, do modo de colocação, do uso de um geossintético ou de um filtro, da capacidade resistente do tampão colocado entre a face do pilar e os sacos e da área de implantação da camada (LAGASSE ET AL. 2007).

Tal como no caso dos colchões a área de implantação dos sacos deverá estender-se até cerca de 1.5-2 vezes a largura do pilar. Os sacos que estão alinhados com o escoamento devem estar desfasados transversalmente com a face de montante do pilar. Nas situações em que esta recomendação não se verificar há tendência para um aumento da probabilidade de rotura do saco. Isto conduz à redução da capacidade efectiva de protecção do pilar. Na Figura 5.18 é possível observar um esquema deste pormenor construtivo (AGRAWAL ET AL. 2007).



Figura 5.18 – Colocação de sacos e colchões preenchidos com betão junto a um pilar de ponte (adaptado de AGRAWAL ET AL. 2007).

Deve-se prever a colocação de enrocamento nos limites da área ocupada pelos sacos. Parker et al. sugerem um aumento do imbricamento entre os elementos ou um aumento do peso dos sacos através da adopção de material de maior densidade. Estas medidas pretendem aumentar a estabilidade do conjunto (LAGASSE ET AL. 2007).

5.5.5. GEO-SACOS PREENCHIDOS COM AREIA OU GRAVILHA.

Descrição

Os investimentos efectuados nos últimos anos no estudo dos geossintéticos permitiram o desenvolvimento das suas capacidades e de novas técnicas de instalação. Desta forma, foi possível desenvolver uma nova técnica de protecção dos fenómenos de erosão constituída por sacos de geossintético preenchidos com areia ou gravilha. Nesta aplicação o geossintético funciona como um filtro e como um cápsula capaz de albergar os sedimentos. O seu volume normal é de cerca de 1 a 1.25 m³ (LAGASSE ET AL. 2007).

Os sacos são cosidos em três lados e preenchidos em cerca de 80% com areia ou gravilha, tanto em fábrica como no terreno. Em seguida é cosida a sua última abertura. Após a colocação no leito do rio deve ser coberto com enrocamento para que lhe seja conferida uma certa protecção e uma maior estabilidade (LAGASSE ET AL. 2007). Na Figura 5.19 é possível observar o enchimento de um geo-saco com areia em obra.



Figura 5.19 – Saco de geossintético a ser preenchido com gravilha, no local de colocação (LAGASSE ET AL. 2007).

Os sacos têm de possuir uma resistência adequada para albergar os sedimentos, para permitir que o transporte se faça sem o danificar e para aguentar fenómenos de abrasão. Também, deve possuir uma boa capacidade de deformação e as suas costuras devem ter alguma capacidade resistente (SAATHOFF 2003).

O geossintético do saco pode ser tecido ou não tecido. A última forma de confecção permite que o saco tenha uma maior resistência, uma maior flexibilidade e uma maior capacidade de criar atrito com os sedimentos, o que aumenta a estabilidade de cada elemento. São, na generalidade dos casos, aconselhados (SAATHOFF 2003).

Campo de aplicação

Este tipo de elementos pode ser aplicado no preenchimento e protecção de cavidades de erosão junto de pilares e encontros de pontes, esporões, barragens, diques e revestimento de dunas. Pode, também, ser utilizado como filtro para outras formas de protecção (SAATHOFF 2003). Na Figura 5.20 é possível ver um esquema da aplicação desta tecnologia na protecção de fundações de pilares de pontes.

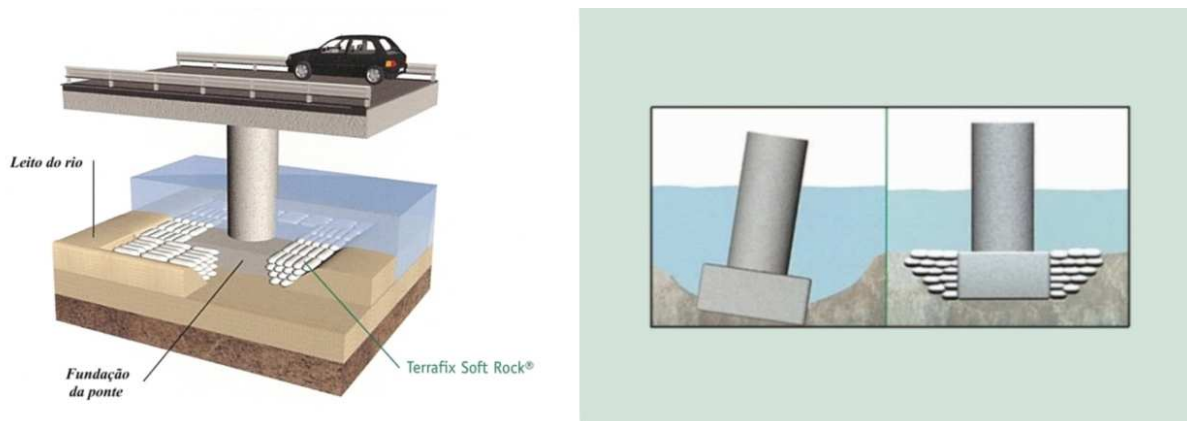


Figura 5.20 – Aplicação de geo-sacos preenchidos com areia na protecção de pilares de pontes (NAUE 2005).

Vantagens

Uma das vantagens da aplicação de sacos de geossintético preenchidos parcialmente com areia é a sua boa flexibilidade, que permite que se adapte às irregularidades do leito. Produz excelentes resultados no preenchimento de cavidades de erosão de alguma dimensão. A colocação de enrocamento sobre os sacos permite aumentar a capacidade resistente do conjunto (LAGASSE ET AL. 2007).

Os sacos de geossintético podem ser armazenados já preenchidos com areia ou gravilha permitindo a sua aplicação em situações de emergência como, por exemplo, no início de eventos de cheia. Também, permitem utilizar areia ou gravilha que são materiais mais fáceis de obter do que enrocamento de dimensões maiores e em grandes quantidades (SAATHOFF 2003).

É possível a produção de sacos com diferentes tamanhos, formas, graus de permeabilidade ou resistência, de acordo com as exigências do local em que vão ser implementados (LAGASSE ET AL. 2007). Na Figura 5.21 é apresentado o transporte dos sacos para armazenagem ou para o local da sua colocação.

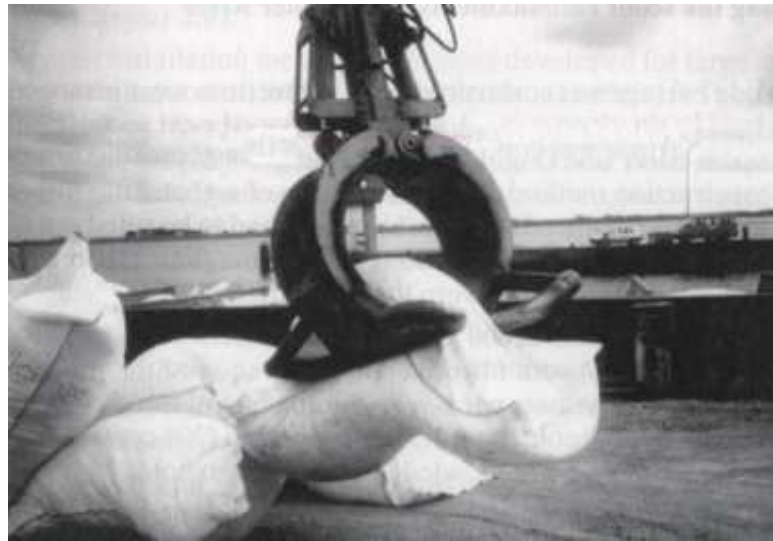


Figura 5.21 – Transporte dos sacos de geossintético já preenchidos com areia (SAATHOFF 2003).

Desvantagens

Este tipo de elementos tem de ser aplicado em conjunto com outra técnica de protecção, dado que, na maioria dos casos, as suas dimensões e a sua resistência são insuficientes para suportar as tensões tangenciais do escoamento. O seu comportamento face a outros tipos de erosão ainda não é completamente compreendido e a sua aplicação é escassa (LAGASSE ET AL. 2007).

Referências e casos de aplicação

Não existem casos de aplicação conhecidos com esta medida de protecção. O manual proposto por PILARCZYK 2000 apresenta recomendações para o dimensionamento e colocação dos sacos de geossintético.

Nos últimos anos foram realizados vários ensaios para a aplicação destes elementos na protecção de estruturas implantadas em ambiente marítimo, para produção de energia por acção do vento. Também, é feita a comparação com protecções em enrocamento. Dado que os ensaios são bastante recentes, ainda estão a ser preparadas as suas conclusões e a possível continuação dos estudos. Apesar de este estudo não aplicável a rios permite evidenciar que este tipo de sistema está numa fase embrionária e que é necessário desenvolver estudos mais aprofundados.

Disposições construtivas

Esta medida de medida de protecção é bastante recente pelo que não existem muitos casos de aplicação no terreno. Desta forma, não existem muitas recomendações para a sua colocação em obra sendo de referir, apenas, a da protecção da camada superior com enrocamento natural ou enrocamento parcialmente preenchido com argamassa. Também, é necessário ter em atenção a resistência do geossintético e a sua disposição de modo a não existirem espaços vazios no interior do grupo de sacos (LAGASSE ET AL. 2007). Pode-se ver um esquema de implantação na Figura 5.22.

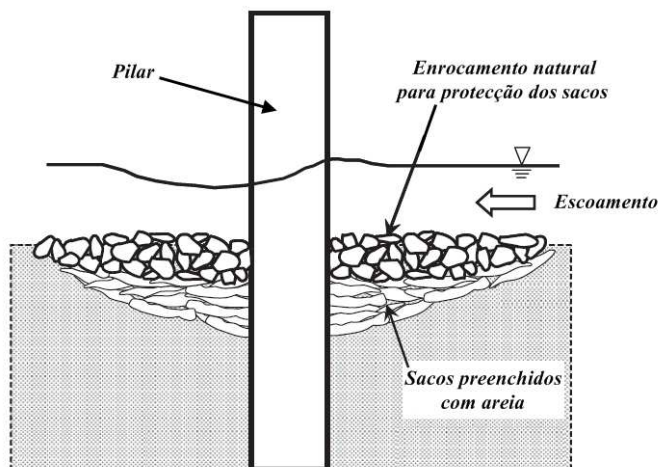


Figura 5.22 – Sacos de geossintético preenchidos com areia colocados numa cavidade de erosão já existente e protegido com enrocamento natural (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).

Dadas as suas características geométricas são, em geral, colocados após a abertura de uma cavidade em redor da fundação do pilar, estando mais protegidos e diminuindo a possibilidade de serem danificados pela migração das formas do fundo (LAGASSE ET AL. 2007).

5.5.6. SÍNTESE DAS PRINCIPAIS MEDIDAS DE PROTECÇÃO ESTUDADAS.

Ao longo deste subcapítulo foram analisadas algumas das principais medidas existentes para a protecção de pilares contra os fenómenos de erosão. Este estudo é complementado pelo Anexo E, em que se abordam algumas técnicas que têm uma menor aplicação em casos práticos. Como forma de resumo do estudo efectuado e com o objectivo de facilitar a escolha da medida de protecção a aplicar é apresentado no Quadro 5.8 uma síntese das principais vantagens, desvantagens e possíveis aplicações das diferentes técnicas estudadas.

Quadro 5.8 – Síntese de algumas medidas de protecção de pilares de pontes estudadas. Campo de aplicação, principais vantagens e desvantagens.

Medida de protecção	Campo de aplicação	Principais vantagens	Principais desvantagens
Enrocamento natural	Revestimento e protecção de margens, taludes de encontros e formação de uma camada de protecção sobre o material do fundo.	- flexibilidade e capacidade de adaptação a possíveis assentamentos do leito do rio;	- arrastamento do material pelo escoamento;
		- custos de aquisição e colocação em obra relativamente baixos, especialmente nos casos em que este existe na envolvente da ponte;	- remoção das partículas finas através dos seus espaços vazios;
Enrocamento artificial	Revestimento de margens, taludes e pilares.	- existência de vários métodos de dimensionamento;	- infra-escavação nos seus limites;
		- bom conhecimento do seu funcionamento e existência de muitos casos práticos;	- deslizamento do material da periferia;
Enrocamento preenchido com argamassa	Protecção de margens e taludes de rios, encontros e pilares de pontes e na formação de uma camada de protecção dos fundos.	- não provoca grandes efeitos negativos sobre o ambiente natural do rio.	- necessidade de manutenção, monitorização e inspecções;
		- alternativa ao enrocamento natural quando as dimensões exigidas são elevadas;	- possível necessidade de escavação para colocação abaixo do leito do rio.
Enrocamento artificial	Revestimento de margens, taludes e pilares.	- elevada estabilidade devido ao imbricamento dos elementos;	- estão sujeitos aos mesmos mecanismos de rotura do enrocamento natural;
		- adopção de blocos de menores dimensões em relação ao enrocamento natural.	- necessidade de amarração do conjunto para aumentar a resistência ao escoamento;
Enrocamento preenchido com argamassa	Protecção de margens e taludes de rios, encontros e pilares de pontes e na formação de uma camada de protecção dos fundos.	- aumento da estabilidade e da coesão das partículas;	- baixa resistência estrutural dos blocos individualmente;
		- possibilidade de aplicação de enrocamento de menores dimensões e camadas de menor espessura;	- estudos pouco aprofundados sobre a protecção de pilares.
Enrocamento preenchido com argamassa	Protecção de margens e taludes de rios, encontros e pilares de pontes e na formação de uma camada de protecção dos fundos.	- alguma flexibilidade e capacidade de adaptação;	- estrutura mais rígida que o enrocamento natural diminuindo a capacidade de adaptação aos assentamentos do fundo;
		- superfície lisa e melhor comportamento hidráulico.	- possibilidade de rotura em massa, mesmo para pequenas deformações;
Enrocamento preenchido com argamassa	Protecção de margens e taludes de rios, encontros e pilares de pontes e na formação de uma camada de protecção dos fundos.		- rotura devido ao excesso de pressão da água nos poros nos casos de preenchimento parcial.

Quadro 5.8 – Síntese de algumas medidas de protecção de pilares de pontes estudadas.
Campo de aplicação, principais vantagens e desvantagens (Continuação).

Medida de protecção	Campo de aplicação	Principais vantagens	Principais desvantagens
Gabiões e colchões Reno	Protecção de pilares e encontros de pontes e de margens muito inclinadas.	<ul style="list-style-type: none"> - devido à sua porosidade está menos sujeito à acção das forças de sustentação; - elemento flexível; - podem ser utilizadas pedras de menor dimensão, com redução de custos e de dificuldade de aquisição. 	<ul style="list-style-type: none"> - perda de capacidade de protecção por rotura da rede de arame por abrasão, corrosão ou vandalismo; - maior necessidade de manutenção comparativamente com o enrocamento natural; - em deformações significativas pode ocorrer a rotura ou empeno da rede de arame.
Blocos de betão articulados	Revestimento e protecção de margens, pilares de pontes e formação de uma camada de protecção dos fundos.	<ul style="list-style-type: none"> - elemento bastante flexível e com boa capacidade de adaptação à deformação do leito; - boa capacidade resistente às forças de arrastamento do escoamento; - alta competitividade em termos de custos e facilidade de colocação; - existência de filtro de geossintético pré-aplicados. 	<ul style="list-style-type: none"> - necessidade de ancoragem dos blocos para que as extremidades não sejam levantadas; - problemas de corrosão em ambientes salinos; - não são indicados em rios com sedimentos de grandes dimensões; - não tem aplicação em pilares de formas complexas.
Colchões e sacos preenchidos com betão	Protecção de margens, pilares de pontes e revestimento do fundo em secções de pontes de pequena dimensão.	<ul style="list-style-type: none"> - boa alternativa ao enrocamento natural em termos de eficácia de protecção; - baixo custo; - elevada facilidade de colocação; - possibilidade de utilização de equipamento de menores dimensões. 	<ul style="list-style-type: none"> - custos elevados de manutenção; - rotura dos colchões por levantamento das extremidades e infra-escavação; - rotura dos sacos por arrastamento, escorregamento e erosão junto ao pilar; - possíveis problemas na qualidade da água e na interacção com o meio ambiente.

Quadro 5.8 – Síntese de algumas medidas de protecção de pilares de pontes estudadas.

Campo de aplicação, principais vantagens e desvantagens (Continuação).

Medida de protecção	Campo de aplicação	Principais vantagens	Principais desvantagens
Geo-sacos preenchidos com areia ou gravilha	Preenchimento e protecção de cavidades de erosão em pilares e encontros de pontes, esporões, barragens e diques. Revestimento de dunas e funcionamento como filtro.	<ul style="list-style-type: none"> - elevada flexibilidade; - boa capacidade no preenchimento de cavidades de erosão com alguma dimensão; - facilidade de obtenção do material de enchimento; - possibilidade de armazenamento para aplicação no início de eventos de cheia; - flexibilidade das propriedades do geo-saco. 	<ul style="list-style-type: none"> - necessidade de aplicação em conjunto com outras técnicas de protecção como, por exemplo, o enrocamento devido às dimensões reduzidas que mobilizam uma menor resistência; - existências de poucos casos de aplicação e de métodos de dimensionamento.
Estacas sacrificiais	Protecção de pilares contra fenómenos de erosão local.	<ul style="list-style-type: none"> - resultados encorajadores em condições sem transporte sólido generalizado; - redução da profundidade de erosão no pilar; - relativa facilidade de construção. 	<ul style="list-style-type: none"> - existência de poucos casos práticos. Técnica ainda em fase de estudos; - ineficaz em escoamentos não alinhados com os pilares; - não aplicável a situações com transporte sólido generalizado, presente na maioria dos eventos de cheia.
Colares	Protecção de pilares contra fenómenos de erosão local.	<ul style="list-style-type: none"> - resultados bastante interessantes na redução das cavidades de erosão; - custos de colocação e manutenção mais baixos do que outras medidas existentes; - possibilidade de protecção em rios com uma largura significativa; - aplicação teórica em rios com velocidades elevadas. 	<ul style="list-style-type: none"> - falta de estudos sobre a colocação e o seu comportamento em casos reais; - em pontes já existentes poderão surgir problemas de colocação dado que tem de ser feita a seco; - a aplicação, nesta fase, deve estar restrita a escoamentos com velocidades baixas; - possibilidade de acumulação de detritos em pontes com vãos pequenos.

Quadro 5.8 – Síntese de algumas medidas de protecção de pilares de pontes estudadas.
Campo de aplicação, principais vantagens e desvantagens (Continuação).

Medida de protecção	Campo de aplicação	Principais vantagens	Principais desvantagens
Construção de um açude a jusante da ponte	Protecção contra a erosão local em pilares e encontros de pontes, fenómenos de erosão por contracção, desassoreamento do leito e erosão nas margens.	<ul style="list-style-type: none"> - facilidade de colocação no rio e custos não muito altos; - possibilidade de aplicação em escoamentos com velocidades elevadas; - boa capacidade resistente; - diminuição das velocidades e retenção de sedimentos na secção da ponte; - protecção de vários tipos de erosão em simultâneo. 	<ul style="list-style-type: none"> - impactos negativos ao nível do ecossistema fluvial; - não aplicável em rios com alguma inclinação do leito e com alturas do escoamento elevadas; - em locais de difícil acesso a enrocamento a obra pode tornar-se dispendiosa; - mecanismos de rotura associados ao assentamento do “paramento” de jusante e à remoção de material fino do seu interior.
Construção de esporões ou diques	Protecção de margens e estabilização do leito de rios a montante de pontes situadas a jusante de curvas.	<ul style="list-style-type: none"> - eficácia na protecção de margens em curvas de rios; - protecção de pontes implantadas em curvas ou a jusante destas; - possibilidade de redução do comprimento da ponte devido à redução da velocidade no exterior da curva; - quando são feitos em enrocamento natural não apresentam custos elevados. 	<ul style="list-style-type: none"> - necessidade de aplicação, em simultâneo, de uma protecção local do pilar; - a jusante da sua colocação podem surgir problemas ao nível do desassoreamento e da erosão; - não aplicáveis em secções de rios situadas em vales encaixados.

5.6. MONITORIZAÇÃO DE PONTES.

A monitorização das fundações representa uma das formas de protecção de pontes em relação a fenómenos de erosão. Consiste na medição do comportamento do material do leito do rio ao longo do tempo, de forma contínua ou discreta, através de inspecções visuais, instrumentação fixa ou portátil. É uma das medidas de protecção com melhor relação entre o custo e a eficácia, especialmente quando existem várias pontes em estado crítico e em que é necessário um controlo em vários locais.

Esta técnica de acompanhamento das estruturas possui, para além da capacidade de protecção, uma capacidade de prevenção de riscos associados a fenómenos erosivos. Em pontes com potencial para o desenvolvimento de cavidades de erosão a existência deste tipo de sistemas permite identificar os problemas antes da sua ocorrência, de modo a que possam ser tomadas medidas de mitigação. Deste modo, pode haver uma redução significativa dos custos associados à reparação da ponte porque permite que sejam tomadas acções antes de se atingirem fases avançadas no processo de erosão.

A elaboração e implementação de um programa de monitorização das fundações de uma ponte têm efeitos benéficos em matéria de segurança, eficiência das medidas de protecção adoptadas e em termos de custos. As principais vantagens são as seguintes:

- antecipação de problemas de erosão ou o acompanhamento do desenvolvimento de cavidades de erosão;
- possibilidade de implementação de medidas de protecção temporárias para fazer face a um evento de cheia, quando existe risco elevado para a estabilidade da estrutura;
- nas situações mais graves, em que não seja possível garantir a segurança da ponte, é possível, de forma antecipada, encerrar a ponte ou limitar o trânsito sobre o tabuleiro;
- acompanhamento e avaliação de medidas de protecção existentes no terreno. Desta forma, é possível conhecer a eficiência da solução existente e realizar alterações quando esta se revelar incapaz de inibir o processo de remoção dos sedimentos do leito.

As inspecções e a monitorização têm a mesma função de observação do comportamento da estrutura. Contudo, as inspecções pressupõem uma frequência menor porque é necessário mobilizar mais meios e a quantidade de pontos inspeccionados é consideravelmente superior. A monitorização tem a função de fornecimento de informações sobre o comportamento de determinados elementos. Pode produzir efeitos bastante positivos dado que as inspecções subaquáticas às fundações da ponte, essenciais neste tipo de problemas, têm uma frequência de 5 anos. Contudo, este intervalo nem sempre é cumprido e a obtenção de registos através de instrumentos de monitorização permite, de algum modo, contornar este problema.

Como já foi referido, a monitorização pode ser realizada através de instrumentos fixos, instrumentos móveis posicionáveis ou através de campanhas. A concretização do processo de monitorização pode ser feita, por exemplo, das seguintes formas:

- levantamento topohidrográfico;
- medição de alturas de água e correntes;
- sistemas de vídeo;
- recolha de provetes de sedimentos;
- recolha de provetes com elementos da fundação;
- medição de profundidades locais através de sistemas fixos ou portáteis, colocados na fundação, na estrutura da ponte, em navios ou em pontões flutuantes.

A medição das profundidades de erosão local, tal como apontada no último ponto, é uma das formas de monitorização mais importantes porque permite a quantificação da evolução do nível do fundo nas proximidades do pilar. Contudo, a medição das profundidades máximas de erosão que ocorrem durante uma cheia nem sempre é possível devido às difíceis condições de operacionalidade.

Desta forma, foram desenvolvidos alguns sistemas fixos que são colocados junto ao material de fundação dos pilares. Em LAGASSE ET AL. 2001 são apresentados alguns exemplos, como o colar magnético manual, o colar magnético automático, sistemas de sonar e dispositivos enterrados. Os dois primeiros consistem num dispositivo colocado no leito do rio que desliza sobre um tubo apoiado no pilar, à medida que o nível do fundo se altera. Pode ter uma leitura manual ou através de um sistema de impulsos eléctricos, previamente instalado. O sistema de sonar consiste num elemento acoplado à face de montante do pilar que realiza a medição dos fundos a partir de ondas acústicas. Quando a profundidade registada ultrapassa um determinado limite é enviado um sinal para um receptor. O último exemplo é um dispositivo enterrado no leito a uma determinada profundidade e que, quando a cavidade atinge esse nível, fica a descoberto e emite um aviso através de ondas rádio.

Apesar de terem sido efectuados ensaios satisfatórios em várias pontes de diferentes estados dos Estados Unidos da América, estes sistemas podem ser danificados pelo impacto de sedimentos de maiores dimensões ou detritos, pela elevada turbulência do escoamento ou pela entrada de ar, nem sempre permitindo a recolha de informação correcta. Contudo, representam um avanço e uma possibilidade de medição da profundidade de erosão local no futuro.

A Figura 5.23 mostra a colocação de um sonar na face de montante de um pilar da ponte sobre o Rio Salinas, na Califórnia, EUA, em 1998, para a realização de testes. A implantação destes sistemas em pilares fundados em leitos principais de rios obriga à execução de uma ensecadeira, o que conduz a um aumento dos custos.



Figura 5.23 – Colocação de um sonar na face de montante de um pilar da ponte sobre o Rio Salinas na Califórnia, EUA, para medição das profundidades de erosão local (LAGASSE ET AL. 2001).

5.7. INSPECÇÕES DE PONTES.

Uma das medidas de protecção de pontes contra fenómenos de erosão é a realização de inspecções periódicas à sua estrutura. Dado que esta técnica não intervém no processo de protecção de uma forma física como as medidas apresentadas ao longo deste capítulo, a inspecção de pontes, é considerada uma medida preventiva de protecção de pontes. Este procedimento permite, para além de observar e proteger a ponte, quantificar a profundidade de erosão nas proximidades da estrutura. Por isto, é, também, referenciada no Capítulo 4 como uma medida de previsão e quantificação de fenómenos de erosão.

As pontes, tal como todas as estruturas, devem ser inspeccionadas periodicamente para se averiguar o seu estado de conservação e o seu comportamento estrutural ao longo do tempo. Neste caso concreto, a necessidade de avaliações constantes ainda é maior devido à importância destas estruturas na sociedade e porque o seu colapso pode provocar a morte das pessoas que diariamente a atravessam. Contudo, esta temática não será muito desenvolvida nesta dissertação, sendo feita uma apresentação sumária dos seus objectivos, das vantagens da sua aplicação e dos procedimentos aplicados em Portugal e em alguns países ocidentais.

Esta medida permite observar os sinais transmitidos pela estrutura, as alterações nos fundos do rio e averiguar se a fundação dos pilares e encontros da ponte estão em risco ou em pleno processo de erosão. Deve dar-se especial atenção à área do leito situada a montante dos pilares, dado que os fenómenos erosivos são mais intensos devido à acção conjunta do escoamento descendente e do vórtice em ferradura. É uma técnica bastante eficaz, dado que a sua implementação poderá não acarretar custos elevados a curto prazo em relação a outras medidas de protecção e permite obter uma “fotografia” da situação hidromorfológica e estrutural da ponte. Contudo, os custos a longo prazo podem ser significativos. Estes estão dependentes do número de pontes a inspeccionar, da periodicidade e da mobilização de meios para a sua concretização.

As inspecções consistem em observações da estrutura visível acima do nível da superfície livre, em inspecções subaquáticas ao leito do rio, levantamentos topo-hidrográficos e a realização de sondagens geotécnicas. Cada uma destas formas tem um impacto ao nível de mobilização de meios e de capital, sendo que aquela que requer menores investimentos é a inspecção da estrutura visível acima do escoamento. Contudo, como se consegue facilmente perceber, não permite obter informação fiável sobre a condição dos fundos do rio e uma correcta percepção do estado das fundações da ponte.

A periodicidade das inspecções é um dos principais parâmetros na elaboração de um programa de inspecções. Na actualidade, apesar de um aumento dos estudos e desenvolvimentos neste campo, apenas existem algumas recomendações. No âmbito do Seminário de Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal, realizado na Faculdade de Engenharia, em Julho de 2001, foi apresentada uma metodologia com base nas pontes espanholas. É recomendado que as inspecções em condições normais sejam feitas num intervalo de 3 a 5 anos. Esta definição assenta numa análise multirrisco de acordo com a importância da estrutura. A inspecção é realizada através de avaliações visuais de todos os elementos visíveis (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

De acordo com os manuais vigentes nos Estados Unidos da América actualmente é referido que a periodicidade das inspecções de pontes deve estar contida num intervalo de dois anos (AGRAWAL ET AL. 2007). No caso de inspecções debaixo de água, essenciais na avaliação e compreensão das alterações morfológicas dos fundos, este intervalo é alargado até cinco anos (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

Apesar do estabelecimento ou não de intervalos para a realização de inspecções, as pontes devem ser analisadas após a ocorrência de cheias intensas para que se possa avaliar o seu efeito sobre o material do leito.

Também, foi apresentado Seminário de Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal, realizado na Faculdade de Engenharia, em Julho de 2001, a abordagem na Rede Ferroviária, REFER, às inspecções das pontes sob a sua alçada. De acordo com o trabalho “Inspecção e Manutenção de Pontes Ferroviárias” esta compreende os seguintes tipos e períodos (VELOSO GOMES ET AL. 2001):

- “Rotina. Inspecção anual básica a toda a estrutura para detecção de anomalias evidentes, realizada juntamente com as acções de manutenção preventiva corrente.
- Principais. Inspecção realizada de cinco em cinco anos que inclui o reconhecimento visual detalhado de toda a estrutura, nivelamento topográfico consoante a dimensão e tipo da estrutura, nivelamento batimétrico no caso de rios caudalosos, mapeamento e medição de fendas com elaboração de relatório final e classificação em índice de estado por componente e global da estrutura.
- Especiais. Inspecção realizada com periodicidade curta (3 meses, 6 meses, 1 ano) ou de carácter ocasional, em pontes com avarias, comportamentos anómalos ou após situações climáticas adversas, envolvendo meios de observação complementares, residentes ou pontuais, com elaboração de relatório final e classificação em índice de estado por componente e global da estrutura”.

Na literatura americana são referenciados habitualmente os Planos de Acção da Estratégia de Inspeções. Estes planos consistem em documentos que estabelecem a periodicidade das inspecções consoante determinados critérios relacionados como, por exemplo, a importância da ponte ou o risco de erosão a que a ponte está sujeita. Também, indicam os parâmetros a ser analisados, a frequência de inspecção durante um evento de cheia ou quando a monitorização da estrutura deixa de ser necessária (LAGASSE ET AL. 2001).

Através de planos como o anterior as autoridades pretendem controlar o número de pontes que não são acompanhadas e distribuir melhor os recursos de forma a observar sempre as pontes de maior risco. Também, desta, forma é possível conseguir uma melhor organização na distribuição de fundos para a manutenção e protecção de pontes (LAGASSE ET AL. 2001).

Uma dos principais investimentos realizados relacionou-se com a preparação e formação dos inspectores que, nos primeiros anos de implementação dos planos de inspecção, em 1967, não eram capazes de interpretar a informação recolhida (ROCHA ET AL. 2004). Desta forma, nos acidentes apresentados no Capítulo 1 e no Anexo A, das pontes sobre os Rios Hatchie e Schoharie, em 1989 e 1987, respectivamente, os inspectores não foram capazes de compreender a gravidade das alterações morfológicas que se desenvolveram não accionando os mecanismos de protecção disponíveis.

A partir do momento em que o programa de inspecção é posto em prática o inspector deve saber exactamente de que forma a segurança da ponte pode ser colocada em risco. Também, deve saber os procedimentos a tomar no caso de essas condições serem atingidas. Ou seja, o plano deve listar todas as operações a realizar e o inspector deve ser capaz de compreender os fenómenos envolvidos. Assim, é possível adoptar medidas de protecção simples como o encerramento da ponte, em situações de emergência, permitindo salvar vidas humanas (LAGASSE ET AL. 2001).

6

CASO DE ESTUDO: A ANTIGA PONTE HINTZE RIBEIRO SOBRE O RIO DOURO, EM ENTRE-OS-RIOS.**6.1. SÍNTESE DO RELATÓRIO EXISTENTE.**

Após a queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, a 4 de Março de 2001 foram realizadas várias investigações a que se seguiu um processo judicial de averiguação do sucedido. Neste subcapítulo apresenta-se uma síntese do Relatório dos Peritos sobre a Queda da Ponte Hintze Ribeiro, referenciada em VELOSO GOMES ET AL. 2001.

Desta forma, pretende-se ilustrar as características da estrutura da ponte e da sua fundação, do mecanismo de rotura da estrutura, da capacidade de previsão da sua queda e de possíveis causas, de acordo com as investigações dos Peritos. A escrita deste subcapítulo tem como base o Relatório dos Peritos, pelo que todas as citações efectuadas e dados apresentados podem ser encontradas em VELOSO GOMES ET AL. 2001.

Em primeiro lugar é importante efectuar uma descrição das características da estrutura da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, para uma melhor compreensão dos mecanismos de rotura. A estrutura *“tinha um comprimento total de 300 metros, com dois tramos extremos de 25 metros, simplesmente apoiados, e cinco tramos interiores, contínuos, com 50 metros de vão. A zona contínua do tabuleiro é constituída por duas vigas, com uma altura de 4,7 metros, realizadas por um banzo superior e outro inferior ligados por uma treliça múltipla com barras inclinadas a 45°. O tabuleiro é constituído por uma laje em betão que se apoia nas vigas laterais. As vigas metálicas apoiam-se, através de aparelhos de apoio, em pilares”*.

O pilar acidentado, o pilar P4, foi fundado no leito do rio através de um método *“que começava a ser usado na época, que consistia na utilização de um caixão metálico progressivamente enterrado nos aluviões do leito do rio, no qual era injectado ar comprimido para permitir o trabalho no seu interior, e de dentro do qual era retirado o material aluvionar e substituído por um material resistente”*. Pelas inspecções realizadas e referidas no relatório estima-se que as chapas tivessem *“uma espessura de 3 milímetros, a que se associavam anéis mais rígidos”*. O pilar P4 *“tinha uma altura total de 40,9 metros. Do relatório da inspecção, efectuada em 1986 “infere-se que a altura do pilar propriamente dito era da ordem dos 25 metros e a do caixão era da ordem dos 16 metros. A parte realizada com o caixão metálico tem uma secção com um comprimento de 9,7 metros, com as extremidades semicirculares com um raio de 2,0 metros e uma largura de 4,0 metros. O troço parcialmente visível tem uma secção ligeiramente inferior à da parte envolvida pelo caixão metálico, sendo constituída*

por um revestimento exterior em alvenaria aparelhada – cantaria de granito –, preenchida no interior com uma alvenaria argamassada. O enchimento do caixão metálico era semelhante ao do pilar”.

Apesar de existirem diferenças no comprimento dos pilares, as secções transversais são iguais e as características são semelhantes. Todos os pilares fundados no leito do Rio Douro foram construídos utilizando a técnica já apresentada. Na Figura 6.1 é apresentado um esquema longitudinal da Antiga Ponte Hintze Ribeiro onde é indicada a evolução do nível do leito do rio na secção da ponte entre 1913 e 2001. Mais adiante será feita referência às mudanças morfológicas registadas no local.

Ao nível de eventuais medidas de protecção existentes nos pilares das pontes é possível referir sobre o pilar P4 que *“na altura do acidente não existia qualquer obra de protecção da fundação, nomeadamente um enrocamento, e tudo leva a crer que nunca tenha existido, ao contrário dos pilares P2 e P3 que dispunham dum enrocamento de protecção”*. O referido enrocamento de protecção destes dois pilares é visível nos esquemas tridimensionais apresentados nas Figuras 2.13 e 5.6.

Um dos problemas levantados ao nível judicial prendeu-se com o estado de conservação da estrutura da ponte devido a esta ter sido construída nos finais do século XIX. Apesar de a ponte não possuir um tabuleiro com as dimensões adequadas para a actualidade, não permitindo o cruzamento de dois veículos pesados, é referido sobre a estrutura da ponte que *“as condições de conservação podem considerar-se globalmente boas”* e que *“em relação ao estado de conservação dos pilares não se detectam anomalias nas partes emersas”*. Relativamente à conservação dos elementos de fundação, com particular interesse para os caixões metálicos, é indicado com base numa inspecção subaquática realizada por mergulhadores, em 1986, que *“o ferro encontra-se em bom estado, apenas com pequenos nódulos de ferrugem em vários pontos e não é desagregado pela faca, enquanto que para os pilares P2 e P3 se refere que a chapa de ferro se encontra muito corroída, havendo extensas áreas onde já não existe... (pilar P2) e que o ferro ou liga metálica que serviu de cofragem... desapareceu quase completamente (pilar P3)”*. É dito, também, que *“o tabuleiro dispunha de bastante capacidade resistente para o tráfego rodoviário que circulava”*.

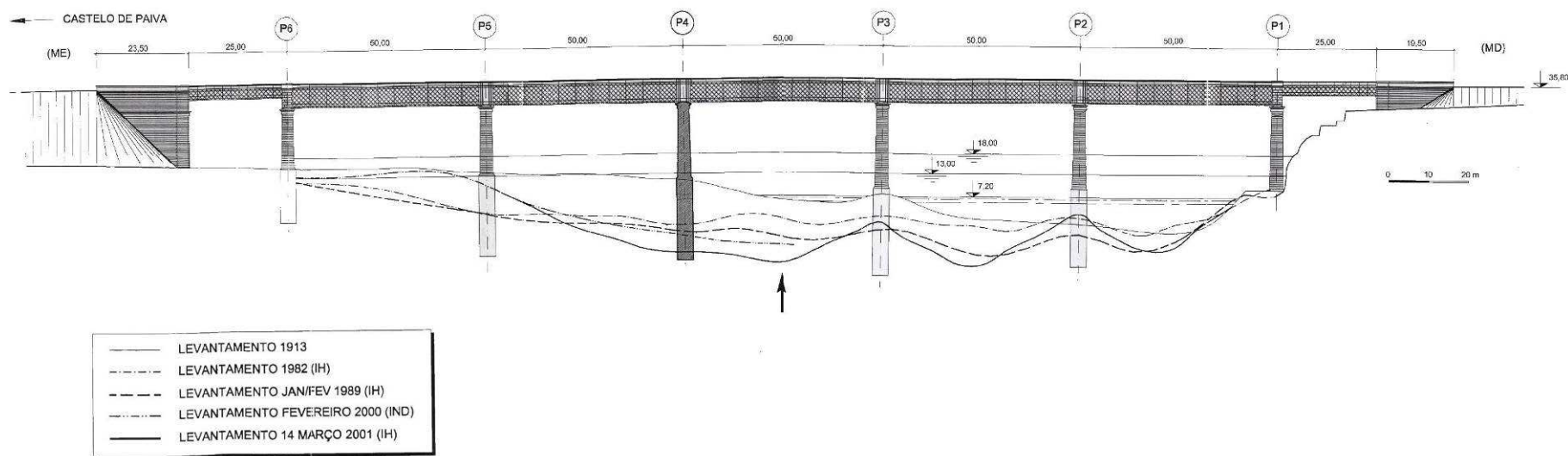


Figura 6.1 – Esquema longitudinal da Antiga Ponte Hintze Ribeiro sobre o Rio Douro, em Entre-os-Rios, e evolução do nível do leito do rio nesta secção entre 1913 e 2001.

Como já foi apresentado ao longo desta dissertação, as características do material do fundo que envolve os elementos de fundação desempenha um papel muito importante no desenvolvimento das cavidades de erosão. Para os pilares P2, P3, P4 e P5, que estavam implantados no leito menor do Rio ou nas suas proximidades é referido que estavam assentes em aluviões arenosas. Numa inspecção realizada em Agosto de 2001, portanto após a queda da ponte, é indicado que a espessura do material arenoso entre a base do caixão de fundação e o maciço granítico “*era da ordem dos 13 metros, no pilar P2, dos 6 metros, no pilar P3, dos 5 metros, no pilar P4, e dos 4 metros, no pilar P5*”. Os encontros e os pilares extremos estavam fundados em granito. Para uma melhor referência destes elementos indica-se que a cota da base do caixão do Pilar P4 era -10,37 metros e a cota do topo do maciço granítico era de -14,88 a -15.58 metros, correspondendo uma espessura de aluvião de cerca de 4 a 5 metros. No Quadro 6.1 são apresentadas as cotas das aluviões após as sondagens realizadas na secção da ponte, pela Tecnasol FGE, por encargo da Somague Engenharia, em Agosto de 2001.

Quadro 6.1 – Cotas das aluviões, em metros, após sondagens realizadas em Agosto de 2001, na secção da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

Sondagens	S102	-	S103	-	S104	-	S105	-	S106
Cota do topo das sondagens	0,97	-	-7,33	-	-10,50	-	1,17	-	13,71
Pilares	-	P2	-	P3	-	P4	-	P5	-
Cota da base dos caixões	-	-8,12	-	-13,97	-	-10,37	-	-6,39	-
Cota da base das aluviões	-1,4	-21,0 (*)	-24,8	-20,0 (*)	-16,5	-15,3 (*)	-12,8	-10,5 (*)	-1,3
Espessura das aluviões sob a base dos caixões	-	12,9 m	-	6,0 m	-	4,9 m	-	4,1 m	-

(*) Inferida com base nos resultados das sondagens

Caracterizando o material de fundação em termos geotécnicos, para uma melhor compreensão das suas propriedades, pode referir-se que as “*aluviões eram arenosas e cascalhentas compactas com valores dos ensaios SPT crescentes em profundidade, entre as 30 pancadas, no topo da formação, e 50 pancadas, na base*” e que, abaixo desta camada existia “*granito com graus de alteração diversos (essencialmente, W_{4-5} , muito alterado a decomposto, e W_2 , pouco alterado) e alternados, a que correspondem sempre valores elevados dos ensaios SPT*”.

Um dos pontos mais importantes, do ponto de vista da engenharia, é a compreensão do mecanismo de rotura da estrutura. “A rotura do tabuleiro verificou-se nas secções próximas dos pilares P3 e P5, por aí se terem desenvolvidos esforços incompatíveis com sua capacidade resistente resultantes da cedência do pilar P4, já que o tabuleiro passou a apoiar-se nesses dois pilares e, portanto, com um vão duplo do inicial (aproximadamente quadruplicando os valores dos esforços desenvolvidos), a que acresce o efeito dinâmico desenvolvido pelo desaparecimento súbito do pilar P4”.

O mecanismo de rotura apresentado no relatório como sendo o mais provável, apesar de toda a dificuldade de caracterização, é o seguinte: “*A base do pilar P4 deve ter rodado em torno de um eixo sensivelmente perpendicular à direcção que agora, depois do colapso, o pilar possui (aproximadamente 30° para montante em relação ao eixo da ponte, em direcção ao pilar P3)*. Essa

rotação deve ter sido originada pelo facto de o bordo arredondado mais a Norte (zona de montante) ter assentado, o que ocasionou a perda de equilíbrio do pilar. Depois de se ter iniciado a rotação acima referida durante o processo de derrubamento, o pilar rodou sobre o seu próprio eixo, tendo a sua face lateral direita (Norte) vindo a ficar assente no leito do rio”. É referido, também, que “nas fases iniciais do colapso do pilar, ele se tenha fracturado em duas grandes porções, o que, eventualmente, pode ter sido causado por alguma oposição ao derrube que se tenha desenvolvido na ligação ao tabuleiro. As restantes fracturas que o pilar apresenta devem ter ocorrido quando assentou no leito, presumivelmente ondulado, do rio”.

Um dos aspectos principais deste relatório prende-se com o estudo e determinação das causas que conduziram à queda do pilar P4 e do tabuleiro da ponte, provocando a morte a 59 pessoas.

As hipóteses de um abalo sísmico ou do choque de uma embarcação contra os pilares da ponte é afastada no relatório porque não existe nenhum elemento que indique estas situações. A principal causa associada ao acidente, no entender dos Peritos, é a ocorrência de fenómenos de erosão do material aluvionar da fundação devido ao elevado hidrodinamismo que antecedeu a queda, agravada pela extracção de areias. É dito no relatório que *“atendendo à rapidez com que se deu a queda do pilar P4, à posição que veio ocupar (deitado para o lado do Pilar P3 e fazendo um ângulo de cerca de 30°, para montante, com a direcção do eixo da ponte) e aos dados batimétricos que apontam nesse sentido, os signatários consideram como mecanismos mais prováveis os que têm como causa principal a erosão do terreno sob a base do caixão”.*

Analizando os resultados dos vários levantamentos e sondagens geotécnicas é possível concluir que *“na zona de implantação do pilar P4, o rebaixamento do leito do rio foi superior ao verificado junto dos restantes pilares da ponte de tal forma que terá atingido a cota da base do caixão de fundação”.* Desta forma, põe-se a questão de o facto de este rebaixamento superior estar associado à inexistência de uma banquetta de protecção em enrocamento natural, tal como existia junto aos pilares P2 e P3. *“Com o levantamento hidrográfico realizado após o acidente foi possível verificar que as banquetas de enrocamento envolvente das bases das fundações dos pilares P2 e P3 tiveram um papel fundamental na protecção desses pilares. Isto aconteceu apesar de, ao longo dos tempos, estas banquetas terem sofrido um processo de assentamento acompanhando o rebaixamento dos fundos”.* Comparando os resultados dos levantamentos efectuados em 1986 e 2001 é possível comprovar a existência deste processo. Contudo, *“constata-se que, no caso do pilar P2, a evolução entre as situações detectadas nos dois momentos de inspecção são pouco relevantes. Outro tanto se verifica do lado direito do pilar P3, ou seja, do lado virado para o pilar P2. Em contrapartida, na face do pilar P3 pertencente ao vão entre os pilares P3 e P4 ocorreu, entre aquelas duas datas, uma muito importante erosão localizada do enrocamento, tendo a sua cota junto à face do pilar baixado entre 7 e 9 metros”.*

O facto de não ter sido colocada nenhuma medida de protecção no pilar P4, aquando da construção da ponte, justifica-se porque *“quando a ponte foi construída o pilar P4 situava-se fora do leito menor do rio Douro, a menos dos períodos de cheia; um levantamento de 1913 mostra que a cota do terreno em volta do pilar era 11-12 metros”,* sendo a cota da superfície livre 7 metros.

A análise da Figura 6.1 permite observar a evolução do nível do leito do rio na secção da ponte entre 1913 e 2000. É possível verificar a descida acentuada da altura de material aluvionar acima da base dos caixões dos pilares, especialmente no pilar P4. *“É de salientar que entre 1982 e 2001, na zona da Ponte Hintze Ribeiro ocorreu um muito importante afundamento geral do leito do rio, com variações das curvas de profundidades relativas apresentando valores máximos... entre os pilares P3 e P4 superiores a 8 metros”*.

Entre 1913 e 1982 não foram efectuados quaisquer levantamentos batimétricos do leito do rio neste local pelo que existe um lapso temporal significativo. Apesar de não se conhecer o comportamento ao longo deste tempo é plausível considerar que o rebaixamento do leito *“sofreu um agravamento algures entre 1913 e 1982, momento esse que, provavelmente, terá coincidido com a construção das barragens do Rio Douro e com o aumento da quantidade de areias extraídas, sendo, portanto esse agravamento consequência desses factores”*.

Tendo como base o bom comportamento dos dois pilares protegidos ao rebaixamento dos fundos, *“é plausível considerar que se tivesse sido realizada uma protecção com enrocamento na envolvente da fundação do pilar P4, a profundidade de erosão poderia ter sido menor do que a verificada aquando do acidente, caso essa banquetta se tivesse mantido estável. Mas não há uma garantia calculável de que essa estabilidade se tivesse verificado face ao elevado hidrodinamismo ocorrido durante, pelo menos, o ano hidrológico de 00/01”*.

Como foi dito anteriormente, a queda da ponte é atribuída ao desenvolvimento de fenómenos de erosão em redor dos pilares. Nos levantamentos batimétricos efectuados após o acidente é visível a existência de vários fundões no leito do rio que podem ser atribuídos a este tipo de processos hidromorfológicos. É referido que *“a montante, atingem cotas máximas de 8,1, 9,3 e 9,5 metros (abaixo do nível médio do mar) e estão localizados a cerca de $m1 = 40$, $m2 = 45$ e $m3 = 10$ metros do alinhamento dos pilares da ponte, respectivamente”* e que *“a jusante, atingem cotas máximas de 15,5, 14,3, 12,5 e 10,8 metros e essas profundidades máximas estão localizadas a cerca de $j1 = 55$, $j2 = 53$, $j3 = 55$ e $j4 = 13$ metros, respectivamente, do alinhamento dos pilares da ponte”*.

Na Figura 6.2 é possível observar a existência de fundões a montante e a jusante da ponte, através de uma planta da envolvente da ponte, com escalas distorcidas. Os valores das profundidades indicadas são relativos às variações que se verificaram entre o levantamento realizado em 1982 e o levantamento efectuado em 2001, após o acidente, pelo Instituto Hidrográfico.

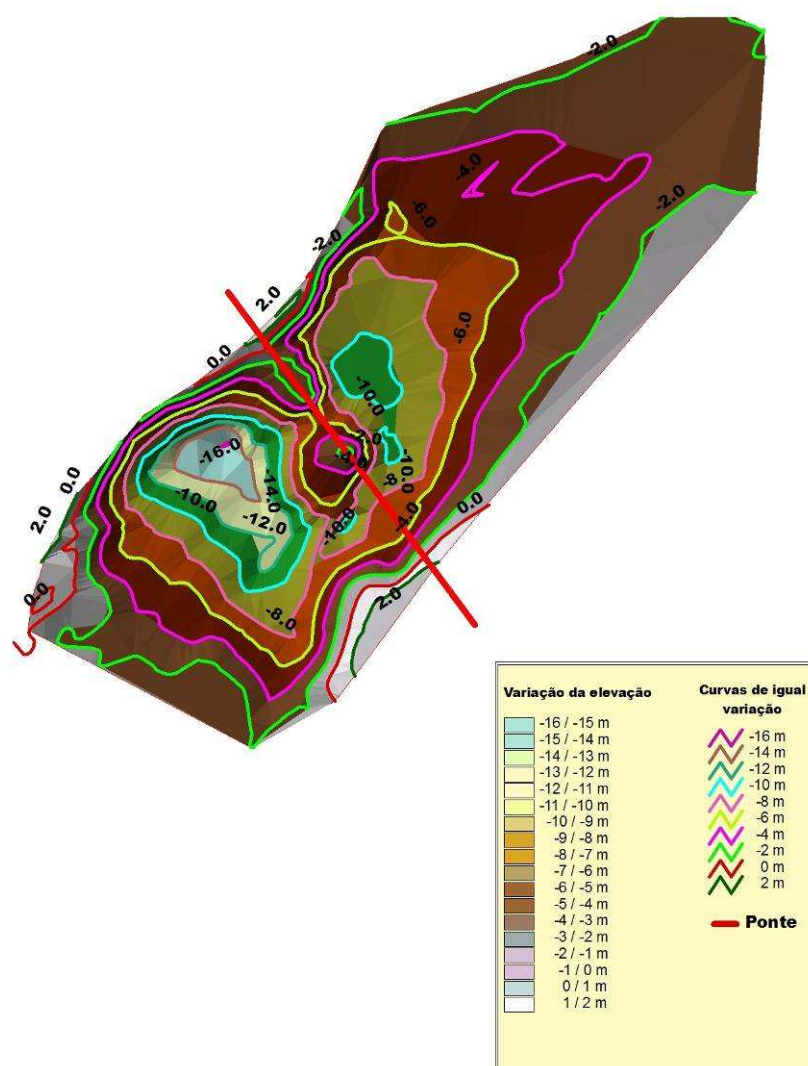


Figura 6.2 – Alteração das profundidades na zona da Ponte de Entre-os-Rios comparando os levantamentos do Instituto Hidrográfico entre Abril de 2001 e 1982. Planta com escala distorcida (VELOSO GOMES ET AL. 2001).

O desenvolvimento dos processos de erosão e a sua capacidade de remoção de sedimentos do fundo está relacionado com os caudais que atravessam a secção da ponte. Como já foi referido no subcapítulo 3.2.3, o ano hidrológico de 2000/2001 foi bastante severo ao nível de cheias no Rio Douro. Recorrendo aos caudais lançados pela Barragem do Carrapatelo, situada a montante da ponte, a partir do ano de 1982 podem-se salientar os seguintes anos hidrológicos:

- “84/85 com valores médio, máximo e mínimo do caudal médio diário, respectivamente, iguais a 1026, 4267 e 0 m³/s;
- 89/90 com valores médio, máximo e mínimo do caudal médio diário, respectivamente, iguais a 1382, 9547 e 392 m³/s;
- 95/96 com valores médio, máximo e mínimo do caudal médio diário, respectivamente, iguais a 1858, 8084 e 96 m³/s;

- 97/98 com valores médio, máximo e mínimo do caudal médio diário, respectivamente, iguais a 1224, 3589 e 365 m³/s;
- 95/96 com valores médio, máximo e mínimo do caudal médio diário, respectivamente, iguais a 2815, 7737 e 999 m³/s”.

É referido, com base nos caudais atrás apresentados, que *“efectivamente é a persistência do caudal ocorrido no ano hidrológico de 00/01, traduzida pelo valor médio do caudal médio diário – 104% e 52% superior aos de 89/90 e 95/96, respectivamente –, que permite explicar o radical abaixamento do leito do rio junto ao pilar P4. No mesmo sentido, é, ainda, de relevar a grandeza do valor mínimo do caudal médio diário, muito superior ao de qualquer outro ano hidrológico analisado, o que significa a inexistência de períodos de acalmia que permitissem a reposição de algum material sólido erodido nos dias mais caudalosos”*. Também, é importante referir que até à data da queda da ponte já tinham ocorrido cinco cheias nesse ano, o que nunca se tinha verificado desde o ano hidrológico de 1727/1728. Apenas *“há notícias de três anos hidrológicos em que houve quatro cheias – os anos de 1783/84, 1785/86 e 1787/88”*.

Com base nos dados existentes sobre o registo de cheias no Rio Douro desde o ano de 1727/1728 até ao ano de 1999/2000, os Peritos tentaram determinar o período de retorno associado ao valor médio do caudal médio diário de 2815 m³/s, verificado em 2000/2001. Concluiu-se que *“ressalvando todas as insuficiências que esta análise contém, os resultados mostram que, a partir dos dados até 99/00, se poderia estimar que um caudal como o que se verificou em 00/01 – 2815 m³/s – ocorreria, no máximo, uma vez de 300 em 300 anos [distribuição referenciada por P (1,9930)], aproximadamente”*. O mesmo foi feito para o período de retorno associado à ocorrência de cinco cheias durante um ano hidrológico e obtendo-se um valor de 500 em 500 anos.

Desta forma, estes dois valores *“dão uma ideia do carácter inusual da situação vivida no ano hidrológico de 00/01”*.

A determinação do caudal que atravessa a secção da ponte é feita com base nos caudais lançados pelas barragens de Crestuma e Carrapatelo. Esta análise permite referir que *“nas horas que antecederam o momento do acidente, se situava entre os 7500 e os 8000 m³/s”*. É importante referir que *“para um dado caudal na secção da ponte, as condições hidrodinâmicas locais (nomeadamente, a distribuição de velocidades) serão diferentes consoante a proporção entre os caudais lançados nas Barragens do Carrapatelo e Torrão”*, localizadas nos Rios Douro e Tâmega, respectivamente. Na Figura 6.3 é apresentado o hidrograma de cheia correspondente aos caudais médios horários entre as zero horas do dia 4 de Março até às doze horas do dia 5 de Março de 2001.

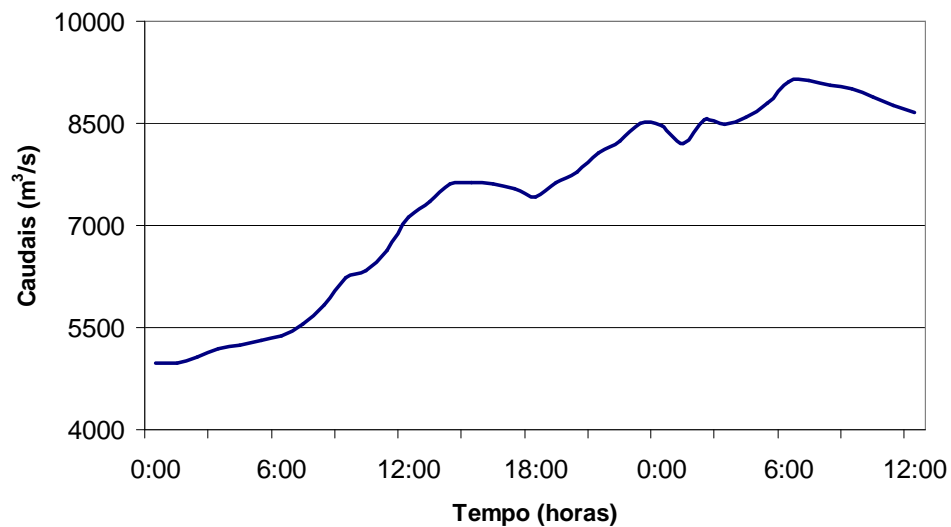


Figura 6.3 – Hidrograma de cheia correspondente associado à queda da ponte.
Os caudais indicados referem-se aos dias 4 e 5 de Março de 2001.

Outra das causas apontadas para os processos que conduziram à queda da ponte é a extracção de areias a montante e a jusante da secção da ponte, dado que é uma actividade praticada na zona. Alguns anos antes foi denunciado na imprensa a realização de extracções clandestinas, mas “*só uma investigação judicial com a recolha de testemunhos e provas poderá comprovar esta situação*”. Contudo, “*essas hipotéticas extracções de sedimentos seriam altamente gravosas para a segurança das fundações da ponte*”.

Como já foi referido, existem vários fundões no leito do Rio Douro na envolvente da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, “*em que se destacam mais de três dezenas de fundões com uma expressão preocupante*”. Alguns destes fundões estão associados à extracção de areia, mas não é possível provar a relação dos fundões localizados a montante e a jusante da ponte a esta actividade. Contudo, “*há testemunho de que até 1997 se faziam extracções de areias a uma distância de cerca de quinhentos metros da ponte, quer a montante, quer a jusante*”.

A monitorização da extracção de areia na albufeira de Crestuma era deficiente ou mesmo inexistente. No mesmo relatório é citado o Relatório Final Sobre as Causas do Sinistro Ocorrido na Ponte de Entre-os-Rios em que é dito que “*a extracção de inertes no Rio Douro, e em particular na barragem de Crestuma, continuaram a ser feitos sem o suporte de planos específicos e de estudos técnicos que demonstrem que, entre outros valores de natureza ambiental, não é afectada a integridade do leito e margens*” e que “*não parece existir uma fiscalização adequada das actividades de extracção de inertes no Rio Douro*”.

Uma outra questão levantada e que poderia exercer influência no desenvolvimento das cavidades de erosão em Entre-os-Rios prende-se com a construção de barragens ao longo do Rio Douro, que fizessem a retenção de sedimentos e provocassem um rebaixamento do nível geral do leito do rio. A quantificação destes fenómenos é difícil dado que “*o cálculo dos valores de sedimentos afluentes a uma secção de um rio (transporte sedimentar) e a previsão das erosões e deposições, bem como dos*

assoreamentos em albufeiras, depende de múltiplos factores complexos e da sua interacção, a nível da bacia hidrográfica e do leito do rio”.

No caso específico do Rio Douro “*a medição de transporte sólido deixou de ser efectuada, de uma forma sistemática, desde há cerca de quinze anos*”, pelo que “*se não existir uma rede de medição de transporte sólido que permita a elaboração de uma base de dados suficientemente extensa no tempo e a calibração de modelos, a incerteza associada a qualquer metodologia de cálculo não permite a apresentação de resultados credíveis*”. Desta forma, torna-se impossível realizar uma análise quantitativa.

As barragens construídas ao longo do Rio Douro a montante da secção da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, Carrapatelo, Picote, Miranda, Bemposta, Régua e Valeira são aproveitamentos a “fio-de-água”, não existindo um efeito significativo de retenção do caudal líquido significativo. Desta forma, o volume de sedimentos retidos nas albufeiras “*não será um valor percentualmente significativo face à capacidade de transporte potencial anual de sedimentos pelo rio Douro e às alterações hidromorfológicas do leito que ocorreram e estão em curso no rio Douro, como consequência da construção de barragens em Portugal e em Espanha e a outras acções antrópicas*”. Contudo, apesar de as barragens a montante da antiga ponte não provocarem uma retenção significativa dos sedimentos, contribuíram para a erosão geral do leito devido “*às alterações hidrodinâmicas a nível da cascata*” que se criou ao longo do Rio Douro.

Os fenómenos físicos que se desenvolveram na envolvente da antiga ponte possuíam uma elevada complexidade devido à existência da curva do Rio Douro e da confluência deste com o Rio Tâmega. Estas duas características particulares, assim como os elevados caudais que se fizeram sentir na secção da ponte, diminuem a capacidade de previsão por aplicação das expressões analíticas e da modelação numérica dado que se afasta dos casos típicos. É dito que “*através de uma modelação tridimensional, com calibração, seria possível avaliar a importância relativa dessa acção potenciadora*”.

A realização de um modelo físico tridimensional “*teria de ser desenvolvida para troços do Rio Douro e do Rio Tâmega limitados por secções onde se conhecessem as condições de fronteira, a montante e a jusante (caudais, níveis de água), a topo-hidrografia correspondente a vários anos e as caracterizações sedimentológicas históricas*”.

Apesar de ser a ferramenta que mais se adequa ao estudo deste caso particular, “*a modelação de fenómenos hidromorfológicos (fundos móveis) de escoamentos com superfície livre, na confluência de dois rios, para caudais elevados e na presença de obstáculos (pilares e banquetas de enrocamento) tem limitações de natureza científica (quer em modelo numérico, quer em modelo laboratorial) e que há carência de dados de campo, não são de esperar resultados com uma grande margem de certeza científica*”. A dificuldade em obter dados de campo com qualidade e fiabilidade é uma das principais dificuldades associadas à execução do modelo. A “*qualidade dos resultados do modelo*” depende em grande parte desta questão. Contudo, “*seria uma metodologia que aprofundaria a quantificação relativa da acção potenciadora em causa*”.

Surge, assim, nesta dissertação uma proposta de concretização de um modelo físico capaz de simular as condições reais da hidrodinâmica e da hidromorfologia que se desenvolveram ao longo do tempo e que conduziram à queda da ponte. A sua apresentação é feita no subcapítulo 6.2.

A capacidade de previsão da ocorrência de um acidente com as consequências do ocorrido em 2001 constitui um dos pontos importantes do Relatório. Dado que a ponte estava fundada num leito de aluvião, era necessário prever *“operações de fiscalização, vigilância e conservação específicas, que contemplem o aspecto particular de existirem elementos estruturais fundamentais que não são imediatamente visíveis”*.

Em Portugal já se registaram outros casos de acidente devido a problemas de erosão das fundações de pontes contudo, sem provocar vítimas mortais. *“De acordo com o depoimento do Eng. Luís Filipe Sousa Loureiro à Comissão de Inquérito, que exerceu funções de Director dos Serviços de Pontes da ex-JAE”, os acidentes registaram-se em “Penacova em 1979, Boco em 1994 e Foz do Alva na década de 80”*.

A percepção deste tipo de fenómenos e dos riscos para a estabilidade das estruturas nem sempre é possível, dado que os fenómenos se desenvolvem a uma escala menor do que os fenómenos cinemáticos. Numa inspecção subaquática realizada em Dezembro de 1986 pela Investigação e Técnica Submarina, ITS, verificou-se que *“a cota do terreno em volta do pilar P4 se encontrava cerca de 6 metros abaixo das correspondentes aos pilares P2 e P3”*. O pilar P4, ao contrário dos outros dois, não apresentava qualquer protecção em enrocamento natural, pelo que foi sugerida a sua colocação. Também, foram feitas alertas para a necessidade de reparações nas sapatas dos pilares P2 e P3.

Esta recomendação não foi acatada devido aos diversos avanços e recuos sobre a solução para a nova ponte que poderia passar pela construção de uma nova estrutura, pelo alargamento e reforço da ponte existente ou pela *“execução de arranjos e beneficiações”*. Como inicialmente se pretendia implementar a segunda hipótese, a colocação de enrocamento em redor do pilar P4 não se justificava, pelo que a sugestão foi rejeitada. Contudo, em 1989 optou-se apenas pela realização de obras de arranjos, *“sem intervenções nos pilares, não houve capacidade para perceber que tinha ficado por resolver a questão suscitada pela recomendação da ITS respeitante à protecção em banquetta de enrocamento do pilar P4”*.

Em suma, *“mais do que falta de fiscalização e de manutenção o que parece ter havido foi uma falta de percepção clara da possibilidade de progressão da erosão dos fundos que pudesse por pôr em perigo a estabilidade das fundações da ponte”*. Contudo, é referido no Relatório dos Peritos que *“em 1986 uma análise mais profunda da situação do leito na vizinhança do pilar e das condições de fundação teria exigido uma intervenção correctora ou mitigadora”*.

Como foi referido anteriormente, este tipo de pontes em particular, devido ao carácter das suas fundações, necessitam de inspecções visuais mais detalhadas. Contudo, *“tanto quanto se conhece, não existe, em Portugal, regulamentação ou normas que estipulem com carácter obrigatório procedimentos relativos à inspecção de pontes”*. De acordo com um manual americano as *“inspecções em profundidade debaixo de água deverão ser realizadas a cada cinco anos”*.

Como comentário final ao caso da queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro é possível referir que *“o colapso não foi devido a cargas excessivas, não havendo qualquer indício que recomendasse, por razões de segurança estrutural global, a imposição de limites de cargas e de velocidade, nem essa imposição teria evitado o acidente”*. Também, *“não é certo que mesmo que se tivesse detectado que a erosão atingia níveis preocupantes que houvesse tempo para a tomada de medidas que evitassem a continuação do processo que conduziu ao colapso. O que teria sido possível era impedir o trânsito na ponte, na sequência de um alarme, e portanto ter evitado a ocorrência de vítimas”*.

6.2. PROPOSTA DE UM MODELO FÍSICO.

6.2.1. INTRODUÇÃO À PROPOSTA DO MODELO FÍSICO. OBJECTIVOS.

A complexidade dos fenómenos envolvidos na queda da ponte e o impacto que produziu na sociedade requerem um estudo pormenorizado. A ponte localizava-se numa curva do Rio Douro, a jusante de uma confluência, constituindo uma situação complexa em termos hidrodinâmicos e hidromorfológicos. Como já foi referido ao longo da dissertação, a modelação física é o último instrumento a que o engenheiro pode recorrer e é aquele que, em condições normais, pode produzir resultados com maior fiabilidade. Por isto, é necessário estudar a construção de um modelo físico que seja capaz de reproduzir as condições na envolvente da ponte. Neste subcapítulo é feita a apresentação da proposta de implantação de um modelo reduzido da Antiga Ponte Hintze Ribeiro nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP. Um dos objectivos é, também, a realização de uma estimativa dos custos de construção do modelo para que possam ser estudadas formas de obtenção de financiamento para a sua concretização.

A modelação da antiga Ponte de Entre-os-rios tem os seguintes grandes objectivos:

- estudo dos processos físicos que conduziram à rotura da ponte;
- quantificação da profundidade de erosão nos pilares da ponte;
- estudo da influência da forma do hidrograma de cheia, para um determinado caudal de cheia;
- estudo da sucessão de eventos de cheia pouco espaçados no tempo e a sua influência no desenvolvimento do processo de erosão;
- avaliação da interacção entre os vários mecanismos de erosão presentes na envolvente da ponte tais como a confluência dos Rios Douro e Tâmega, a curva do Rio Douro e a erosão local nos pilares.

A construção de um modelo físico com esta dimensão nas instalações da FEUP, capaz de simular o escoamento de dois rios importantes de Portugal, é de grande utilidade para toda a comunidade científica e, em especial, para a comunidade da faculdade. O modelo permitiria:

- estudar o processo de rotura do maior acidente com pontes em Portugal;
- estudar e compreender um fenómeno de grande importância no âmbito da Hidráulica Fluvial;
- a reprodução a grande escala de dois escoamentos em superfície livre;
- ter em permanência, nas instalações da faculdade, um instrumento para a realização de experiências no domínio fluvial;
- mostrar aos alunos de uma forma mais prática e didáctica a temática do escoamento em superfície livre, dos regimes do escoamento e do movimento de sedimentos;
- aproveitar um espaço “morto” e próximo do laboratório de Hidráulica.

6.2.2. DEFINIÇÃO DA ÁREA A MODELAR E DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO. DETERMINAÇÃO DE ESCALAS.

O primeiro grande passo deste estudo prendeu-se com a selecção da área real a modelar. Para isso foram analisadas imagens e cartas topográficas de forma a obter-se uma perspectiva da área envolvente à ponte. Na Figura 6.4 é possível observar a área de modelação sobre a Carta Militar 135, de 1998, de acordo com as considerações atrás apresentadas. A Figura 6.5 é a mesma representação mas sobre uma fotografia retirada do Google Earth, que permite uma observação por satélite na zona de estudo.



Figura 6.4 – Área da envolvente da Antiga Ponte Hintze Ribeiro a ser reproduzida em modelo reduzido, segundo a Carta Militar 135, de 1998.



Figura 6.5 – Área da envolvente da Antiga Ponte Hintze Ribeiro a ser reproduzida em modelo reduzido, segundo uma fotografia de satélite.

Como já foi referido ao longo da dissertação, em qualquer reprodução em modelo físico ou matemático a definição das fronteiras do estudo é uma das questões mais importantes a ter em conta. A sua escolha deve assegurar que as condições do escoamento sejam reproduzidas com um elevado grau de semelhança e que não introduzam erros significativos nos ensaios. Na selecção da área a estudar, apesar de existir alguma liberdade em todo o processo, foram considerados os seguintes aspectos:

- a fronteira de montante sobre o Rio Tâmega foi prolongada até uma determinada distância (200 metros a montante do limite da confluência) para que seja possível a representação correcta da confluência entre os dois rios. A distância adoptada resulta da conjugação entre o perfil aproximadamente rectilíneo e bem definido do Rio Tâmega nesta desta secção e da disponibilidade dos levantamentos batimétricos;
- a fronteira de montante do Rio Douro foi definida de modo a que a modelação da curva possa ser feita sem a introdução de erros significativos (1080 metros a montante da ponte). Esta distância corresponde ao limite do levantamento batimétrico efectuado a uma escala conveniente para a definição das secções transversais neste estudo;
- a fronteira de jusante foi prolongada até uma determinada distância (500 metros) para que seja possível o controlo do escoamento e para que o ensaio não seja perturbado na secção da ponte;
- limite lateral definido pela Cota +32,0 ao Zero Hidrográfico (Z.H.);
- secções transversais dos limites de montante e de jusante o mais perpendicular possível às direcções principais dos escoamentos.

O local previsto para a implantação do modelo situa-se num espaço verde da FEUP junto ao laboratório de Hidráulica. É um local desocupado e, pelo que foi possível averiguar, sem qualquer plano de ocupação previsto. O espaço, pela sua proximidade com o laboratório e pelo facto de se encontrar abrigado pelos blocos dos departamentos envolventes, é um excelente local para a exploração do modelo. Na Figura 6.6 é apresentado um esquema do local de implantação previsto, nesta primeira abordagem, para a implantação do modelo. A Figura 6.7 mostra uma fotografia do local nas instalações da faculdade.

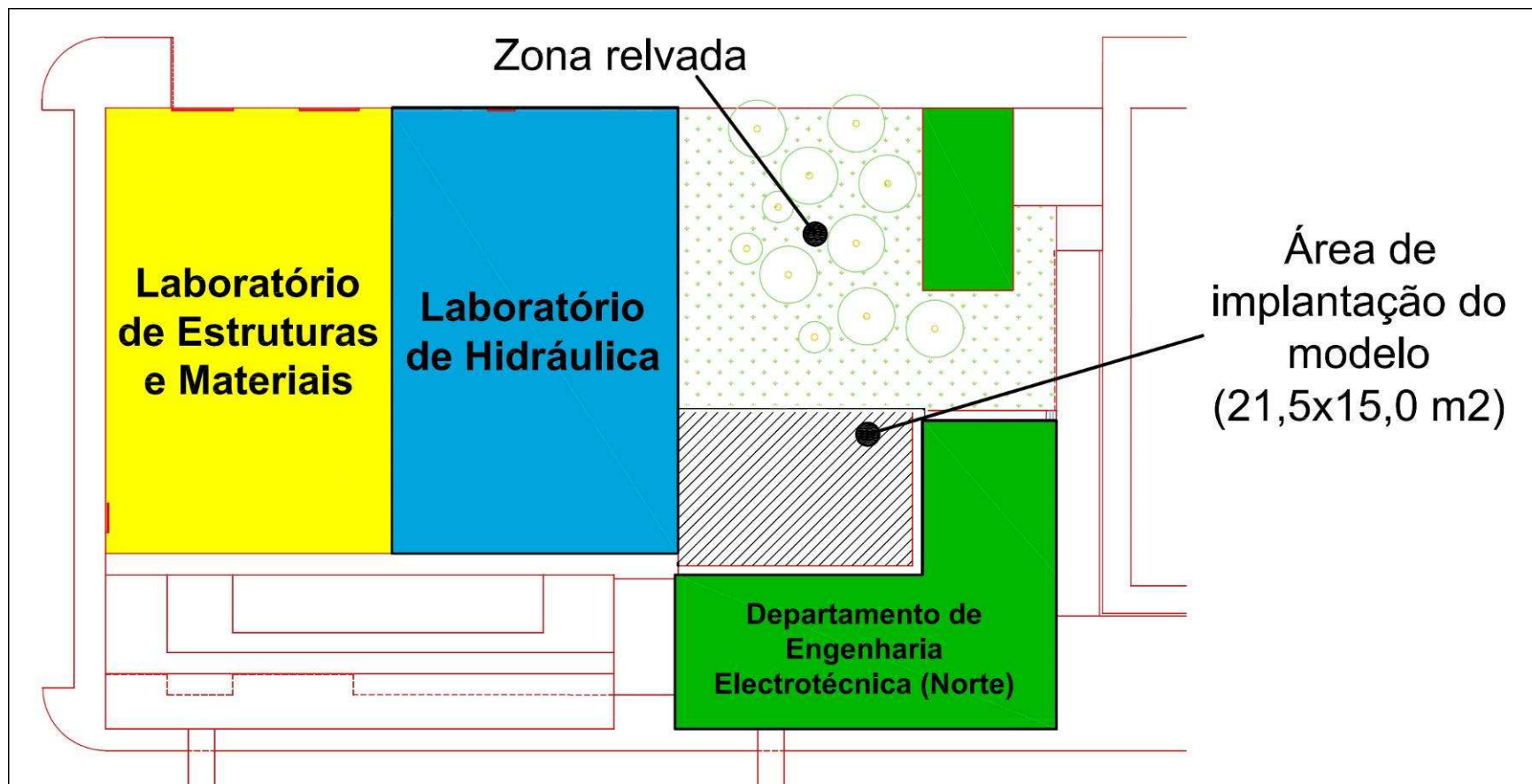


Figura 6.6 – Esquema do local previsto para a implantação do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, na FEUP.



Figura 6.7 – Fotografia do local previsto para a implantação do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, na FEUP.

Este espaço tem 21,5 metros de comprimento e 15,0 metros de largura. Com a selecção do local foi possível definir algumas escalas geométricas para a construção do modelo. A maior escala possível é a escala 1:75, o que é bastante interessante para este tipo de modelos e para a área a modelar. Como já foi referido no subcapítulo 4.3, o modelo deve ser construído a uma escala tal que permita a representação com alguma precisão das fronteiras sólidas do escoamento, a medição da variação de algumas grandezas e que não altere as condições do escoamento.

O estudo foi, assim, desenvolvido inicialmente com base na escala 1:75 mas, à medida que foram determinadas algumas grandezas envolventes nos ensaios, em particular os caudais a modelar dos rios, concluiu-se que a escala conduzia a valores de caudais elevados. Tal pode vir a conduzir a custos significativos, e que não sejam comportáveis. Desta forma, o estudo foi desenvolvido para três escalas distintas: 1:75, 1:100 e 1:125. Numa fase posterior a decisão da escala do modelo deve tentar conjugar o interesse na melhor representação dos fenómenos físicos, do espaço disponível e dos custos que lhe estão associados.

De facto, para o estudo da escala a adoptar para o modelo é necessário avaliar alguns parâmetros que se pretendem reproduzir tais como o caudal, a velocidade do escoamento ou a altura do escoamento. Desta forma, é possível ter uma noção da ordem de grandeza da área e do equipamento associado à escolha da escala. A determinação das escalas das várias grandezas é feita com base na Semelhança de Froude, resumida pela Equação 6.1.

$$Fr, m = Fr, p \Leftrightarrow \frac{U_m^2}{g_m \cdot h_m} = \frac{U_p^2}{g_p \cdot h_p} \quad (6.1)$$

Desenvolvendo esta relação determina-se a expressão da escala das velocidades do escoamento a escala das velocidades que é dada por

$$\frac{U_m^2}{U_p^2} = \frac{g_m}{g_p} \cdot \frac{h_m}{h_p} \Leftrightarrow \lambda_U^2 = \lambda_g \cdot \lambda_h \Leftrightarrow \lambda_U = \lambda_l^{1/2} \quad (6.2)$$

As escalas das áreas e dos volumes são apresentadas nas Equações 6.2 e 6.3.

$$\lambda_A = \lambda_l^2 \quad (6.3)$$

$$\lambda_V = \lambda_l^3 \quad (6.4)$$

A escala dos caudais é retirada da escala das velocidades e da escala das áreas como se pode observar na Equação 6.5.

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_U \cdot \lambda_A \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_l^{1/2} \cdot \lambda_l^2 \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_l^{5/2} \quad (6.5)$$

Com base nas Equações 6.2 a 6.5 e em alguns valores característicos no protótipo determinaram-se os valores de algumas grandezas em função da escala geométrica adoptada para o modelo. Desta forma, é possível obter valores que representam os limites inferior e superior dos diferentes parâmetros envolvidos, permitindo avaliar se uma determinada escala geométrica é (ou não) adequada para a simulação da área de estudo. O Quadro 6.2 ilustra as grandezas consideradas e os valores obtidos.

Quadro 6.2 – Valores de referência de algumas grandezas em função da escala geométrica considerada para o modelo.

Grandezas	Relações de semelhança	Unidade dos valores de referência	Valores de referência no protótipo	Valores de referência no modelo		
				Escala 1:75	Escala 1:100	Escala 1:125
Velocidade	$\lambda_U = \lambda_l^{1/2}$	m/s	1,00	0,115	0,100	0,089
		m/s	2,00	0,231	0,200	0,179
		m/s	3,00	0,346	0,300	0,268
		m/s	4,00	0,462	0,400	0,358
Caudais no Tâmega	$\lambda_Q = \lambda_l^{5/2}$	m ³ /s	500	0,010	0,005	0,003
		m ³ /s	1 000	0,021	0,010	0,006
		m ³ /s	1 500	0,031	0,015	0,009
		m ³ /s	2 000	0,041	0,020	0,011
		m ³ /s	3 000	0,062	0,030	0,017
Caudais no Douro	$\lambda_Q = \lambda_l^{5/2}$	m ³ /s	5 000	0,103	0,050	0,029
		m ³ /s	8 000	0,164	0,080	0,046
		m ³ /s	12 000	0,246	0,120	0,069
		m ³ /s	15 000	0,308	0,150	0,086
Profundidade da cavidade de erosão	λ_l	m	5,00	0,067	0,050	0,040
		m	10,00	0,133	0,100	0,080
		m	15,00	0,200	0,150	0,120
Largura da superfície livre	λ_l	m	75,00	1,00	0,75	0,60
		m	100,00	1,33	1,00	0,80
		m	150,00	2,00	1,50	1,20
		m	200,00	2,67	2,00	1,60
		m	300,00	4,00	3,00	2,40
Cota da superfície livre em relação ao Z. H.	λ_l	m	8,00	0,11	0,08	0,06
		m	16,00	0,21	0,16	0,13
		m	24,00	0,32	0,24	0,19
		m	32,00	0,43	0,32	0,26
Dimensões da área a modelar	λ_l	m	1 448	19,31	14,48	11,58
		m	1 157	15,43	11,57	9,26
Área rectangular do modelo físico	$\lambda_A = \lambda_l^2$	m ²	1 675 336	298	168	107

Como se pode observar os valores obtidos nas várias escalas são satisfatórios, com eventual excepção dos caudais do Rio Douro na escala 1:75 que, sendo relativamente elevados, conduzindo à necessidade de adquirir bombas de maior potência e condutas elevatórias de maior diâmetro, tendo um impacto potencialmente demasiado negativo sobre os custos de construção e exploração do modelo. Contudo, a

escala representa uma das soluções dado que se encaixa no espaço físico disponível e é aquela que permite um maior detalhe na modelação das condições reais.

6.2.3. ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO MODELO FÍSICO.

O modelo físico terá de possuir dois circuitos fechados capazes de representar o transporte sólido e líquido dos dois rios. É de todo o interesse que os circuitos sejam capazes de funcionar em contínuo sem que sejam necessárias intervenções humanas significativas durante o decorrer dos ensaios. Desta forma, o tempo do ensaio não terá de ser limitado. O esquema de funcionamento adoptado para o modelo está esquematizado na Figura 6.8.

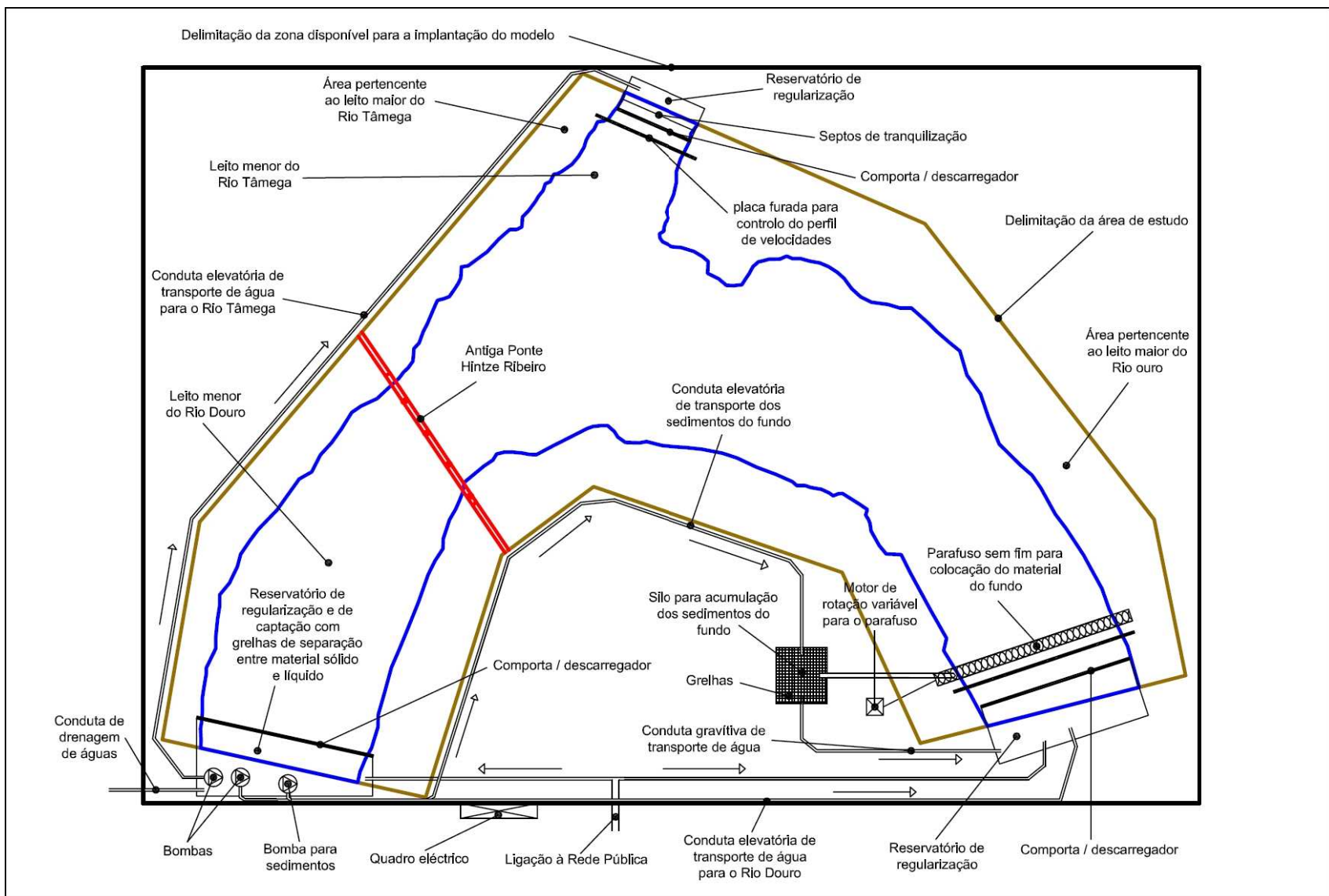


Figura 6.8 – Esquema de funcionamento do modelo físico para o estudo da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (Circuitos hidráulico e sedimentar).

Apesar de o modo de funcionamento ser, segundo se julga, perceptível através da análise da Figura 6.8, é em seguida feita uma apresentação sumária do modo de funcionamento e a descrição de alguns pormenores menos desenvolvidos no esquema.

O **circuito hidráulico** do sistema faz a alimentação de água às secções da cabeceira dos Rios Tâmega e Douro. Nestas secções existem reservatórios de regularização com septos de tranquilização para que o escoamento não seja perturbado pela adução de água. Este circuito é fechado, existindo um reservatório enterrado na secção final do modelo que capta e regulariza a água. Aqui estão colocadas bombas que efectuem o transporte para os dois reservatórios nas cabeceiras dos rios. Inicialmente a alimentação de água é feita através da Rede Pública podendo ser colocada nos reservatórios de montante ou no reservatório de jusante para posterior bombagem.

Os reservatórios possuem comportas/descarregadores que permitem o controlo do escoamento através da regulação do nível de água. Nos reservatórios de montante estes elementos permitem o controlo do caudal escoado nos dois rios enquanto que no reservatório de jusante consegue-se a regulação do nível da superfície livre, com o objectivo de o manter constante na secção da ponte durante a execução do ensaio.

A jusante dos reservatórios de montante podem ser colocadas placas perfuradas com o objectivo de estabelecer um perfil de velocidades compatível com o perfil real do escoamento. Ou seja, pretende-se que o escoamento adquira o mais cedo possível as características de desenvolvimento, verificadas no protótipo através de diferentes concentrações de furos na placa. O grande objectivo é a minimização dos impactos provocados pela escolha das fronteiras do modelo.

O **circuito sedimentar** consiste num circuito fechado de transporte da areia do fundo do Rio Douro. Também, é importante que a circulação dos sedimentos seja praticamente autónoma durante a execução dos ensaios pelas mesmas razões apontadas para o circuito hidráulico.

Este sistema é constituído por um parafuso sem fim que introduz os sedimentos a jusante do reservatório de montante do Rio Douro. Este foi o sistema adoptado nesta fase do estudo mas podem vir a ser considerados outras técnicas existentes no mercado. No reservatório de jusante é feita a recolha dos sedimentos juntamente com a água dos dois rios, que são filtrados através de grelhas existentes no seu interior. Em seguida os sedimentos são bombados para um silo situado perto do parafuso sem fim. Aqui é feita uma nova separação entre a água e os sedimentos de modo a que o caudal sólido introduzido no Rio Douro seja o mais próximo do valor pretendido. Em seguida a água é conduzida ao reservatório de montante e os sedimentos são transportados por gravidade para o parafuso sem fim, entrando novamente no circuito de ensaio.

Com a definição do esquema de funcionamento do modelo, com o intervalo de escalas a considerar e os valores de referência do caudal para o modelo é possível realizar um pré-dimensionamento das condutas elevatórias que fazem a ligação do reservatório de jusante aos reservatórios de montante. O dimensionamento teve como base uma velocidade de 1,5 m/s para o escoamento em pressão. Os diâmetros obtidos são apresentados no Quadro 6.3 de acordo com a escala considerada e a conduta de adução de cada um dos rios.

Quadro 6.3 – Pré-dimensionamento das condutas elevatórias consoante a escala geométrica adoptada.

Conduta do Rio	Caudais no protótipo (m ³ /s)	Escala 1:75		Escala 1:100		Escala 1:125	
		Caudais no modelo (l/s)	Diâmetro mínimo (mm)	Caudais no modelo (l/s)	Diâmetro mínimo (mm)	Caudais no modelo (l/s)	Diâmetro mínimo (mm)
Tâmega	1 500	30,8	162	15,0	113	8,6	85
	2 000	41,1	187	20,0	130	11,4	99
	3 000	61,6	229	30,0	160	17,2	121
Douro	8 000	164,2	373	80,0	261	45,8	197
	12 000	246,3	457	120,0	319	68,7	241
	15 000	307,9	511	150,0	357	85,9	270

Como se pode observar no Quadro 6.3, e confirmando o já referido, os valores obtidos para a escala 1:75 são bastante elevados em relação aos valores correspondentes às outras escalas. É necessário encontrar um equilíbrio entre o grau do detalhe do modelo e os custos associados de modo a que a solução possa ter viabilidade económica e, ao mesmo tempo, ser capaz de reproduzir os fenómenos hidráulicos e morfológicos que se pretende.

6.2.4. DEFINIÇÃO DO EQUIPAMENTO DE MEDIÇÃO.

Após a definição da área a modelar e do mecanismo de funcionamento do modelo físico é necessário definir o tipo de equipamento para medição das grandezas pretendidas. É um passo bastante importante no estudo do modelo dado que é necessário prever a quantidade de equipamentos e o local de implantação para que o registo seja completo. A ocorrência de pequenos erros nas medições no modelo podem gerar discrepâncias significativas na extrapolação para o protótipo. A disposição dos elementos deve permitir que sejam registadas todas as grandezas em todos locais que se considere como indispensáveis.

Os equipamentos necessários para a exploração do modelo físico, de acordo com as grandezas a medir, são os seguintes:

- Micromolinetes. Permitem a medição da velocidade do escoamento.
- Sondas de nível. Permitem a medição das alturas do escoamento e dos níveis da superfície livre.
- Régua vertical. Possibilitam a medição da altura do escoamento e das profundidades das cavidades de erosão. Funcionam como um complemento às sondas de nível aumentando o número de registos e permitem a comparação de medições.
- Dispositivo de medição das cavidades de erosão. É necessário um dispositivo capaz de medir as profundidades das cavidades de erosão nos fundos. O sistema adoptado é um dispositivo capaz de registar o perfil dos fundos através de uma haste vertical e de um sensor colocado na sua extremidade inferior.

- Sistema de aquisição de dados. A recolha e compilação das várias medições efectuadas ao longo dos ensaios são feitas através de um sistema informático de aquisição de dados. Este deve converter os registos para um formato que permita a sua compreensão e o seu tratamento.

O laboratório de Hidráulica da FEUP possui a maioria desses equipamentos. Dependendo da sua utilização e da disponibilidade em relação a outros ensaios poderá não ser necessário adquirir os instrumentos, permitindo uma redução dos custos associados ao modelo.

Com excepção do dispositivo de medição dos fundos, todos os equipamentos não provocam alterações significativas ao escoamento e ao desenvolvimento dos fenómenos físicos em estudo. Este equipamento é um dispositivo do tipo da HR Wallingford composto por uma haste vertical e um sensor de contacto na sua extremidade inferior, que percorre o material do fundo e regista os níveis do fundo. Está apoiado numa viga de suspensão e permite realizar a medição dos fundos do rio ao longo da dimensão longitudinal desta, gerando um perfil transversal do leito. Contudo, convirá que esteja em funcionamento durante a realização do ensaio para que a medição efectuada corresponda à profundidade máxima verificada. Isto pode causar alguma interferência no escoamento porque, apesar de não ter dimensões muito grandes, também não são desprezáveis. Uma alternativa para a realização das medições é efectuarlos após o ensaio, quando o caudal for nulo, mas será necessário atender a que há uma deposição dos sedimentos que ocorre por redução do caudal e, consequentemente, da velocidade.

Também, poderá haver alguma dificuldade na medição das cavidades de erosão pois estas apresentam taludes com alguma inclinação e este equipamento poderá não ser o mais adequado para estas condições. Aquando da realização do projecto de execução do modelo físico será necessário estudar a disponibilidade de utilização deste equipamento e a existência de algum que permita colmatar estas insuficiências e que possa ser adquirido. Na Figura 6.9 é apresentado este sistema de medição.



Figura 6.9 – Sistema de medição e realização de perfis do material do leito do modelo físico (www.hrwallingford.co.uk).

O sistema ideal seria um sistema que não tivesse necessidade de penetrar no escoamento e que fosse capaz de medir os fundos através de ondas ou feixes, mas não foi, nesta fase, identificado nenhum sistema com características adequadas. Apesar de poder provocar alguma interferência no escoamento a utilização deste equipamento é perfeitamente possível, desde que se averigüe a sua influência.

Na Figura 6.10 é apresentada a disposição para a colocação dos equipamentos de medição referidos anteriormente.

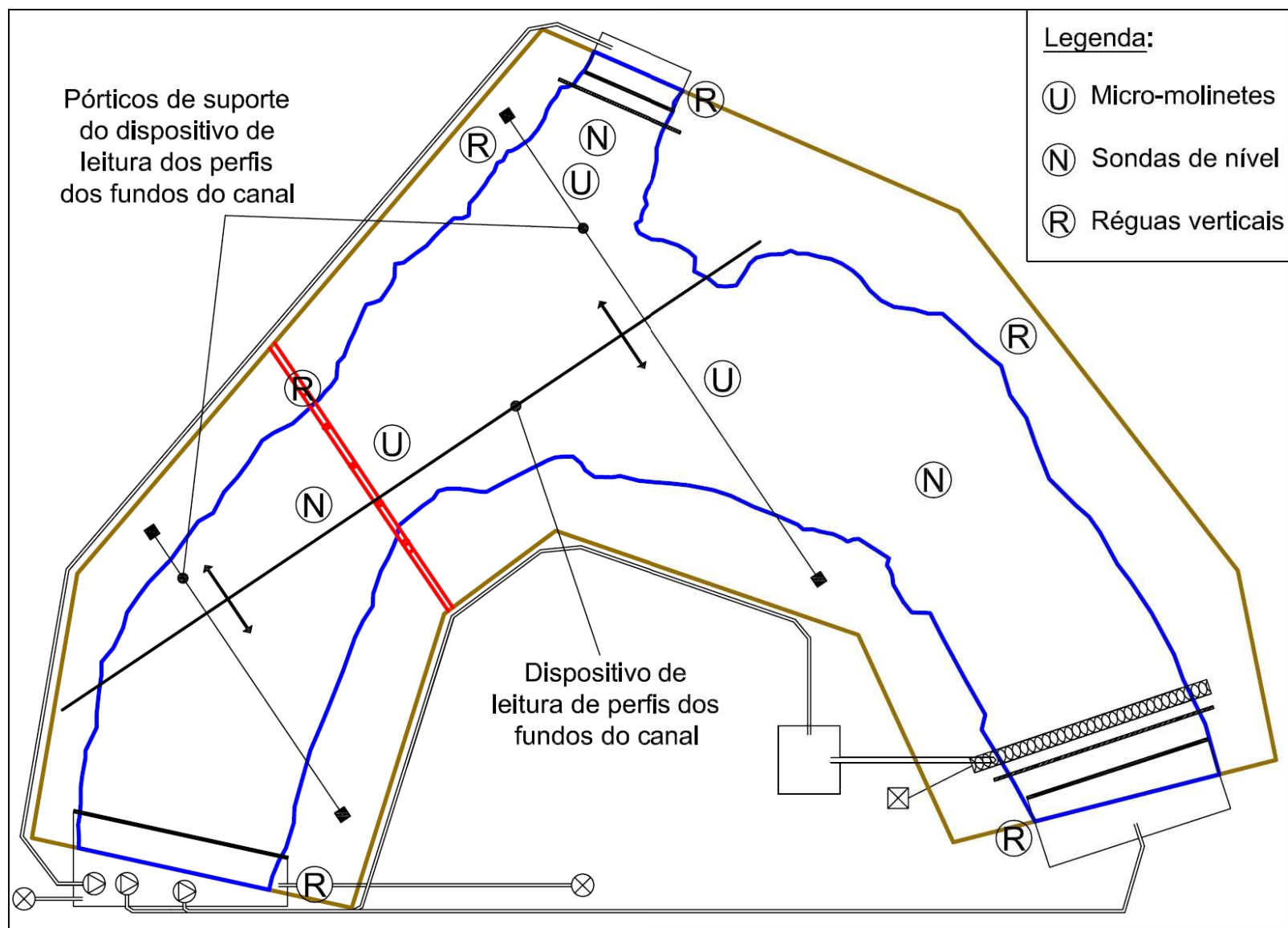


Figura 6.10 – Esquema de implantação da instrumentação para o modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

6.2.5. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO. SECÇÕES TRANSVERSAIS.

Para uma correcta simulação no modelo das condições que se verificam na realidade é necessário representar correctamente as fronteiras sólidas do escoamento. Quanto maior for a escala geométrica do modelo maior é o grau de precisão e mais correcta é a representação do mundo físico. Contudo, como já se viu, as quantidades de material envolvidas são maiores e os custos aumentam correspondentemente. No entanto, julga-se que qualquer uma das escalas consideradas ao longo deste estudo permite uma boa representação das fronteiras do escoamento.

Para a representação do modelo é necessário ter dados sobre as fronteiras fixas e móveis do escoamento. As fronteiras móveis são caracterizadas por uma dada configuração do leito, potencialmente deformável durante os ensaios, com o objectivo de estudar uma situação genérica ou um caso particular real. No caso de Entre-os-Rios foram efectuados levantamentos hidrográficos anteriores à queda da ponte em 1982 e 1989, pelo Instituto Hidrográfico (IH). Com base num destes dois levantamentos é possível reproduzir os níveis dos leitos dos rios. Através da simulação dos caudais de cheia verificados no ano hidrológico de 2000/2001 pode ser feita uma comparação entre a forma dos fundos do rio no modelo e no protótipo, com base no levantamento hidrográfico realizado de Março a Maio de 2001, após a queda da ponte.

Se for possível aceder aos levantamentos efectuados em 1982 e 1989, um dos ensaios poderá constituir numa tentativa de reprodução dos acontecimentos que se verificaram nos meses anteriores ao acidente e os restantes consideraram uma configuração genérica dos leitos, permitindo o estudo de outros factores.

As fronteiras fixas do escoamento deverão ser definidas para que, à medida que o processo de erosão se desenvolva e o nível do leito vá baixando, as condições reais do escoamento sejam representadas. A definição destes limites foi feita, em primeira análise, com base no levantamento batimétrico do leito dos rios, pelo Instituto Hidrográfico, nos meses de Março a Maio de 2001, logo após a queda da ponte, e através da Carta Militar 135, de 1998. Estes limites foram considerados como sendo fixos dado que, na altura do acidente, as fronteiras do escoamento eram aproximadamente estas. O interesse da definição das zonas de fronteira fixa prende-se com a simulação das condições de escoamento que provocaram a queda da ponte. Nos ensaios em que se queira estudar outros factores como, por exemplo, o efeito da relação de caudais do Rio Tâmega e do Rio Douro, o detalhe dos limites não é tão importante mas deve ser considerado. Esta decisão e definição poderá vir a ser eventualmente reformulada na fase de projecto do modelo.

Assim, foram levantadas várias secções transversais ao longo da direcção principal do escoamento com o objectivo de reunir secções transversais para serem representadas no modelo físico. As secções estão espaçadas de 100 metros com excepção da zona próxima da ponte em que se efectuou o levantamento de duas secções distanciadas de 50 metros, para montante e para jusante. Numa fase mais avançada do estudo do modelo poderá haver necessidade de diminuir o espaçamento entre as secções para aumentar o controlo das fronteiras. A Figura 6.11 representa uma das secções transversais levantadas que está situada a cerca de 50 metros a montante da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

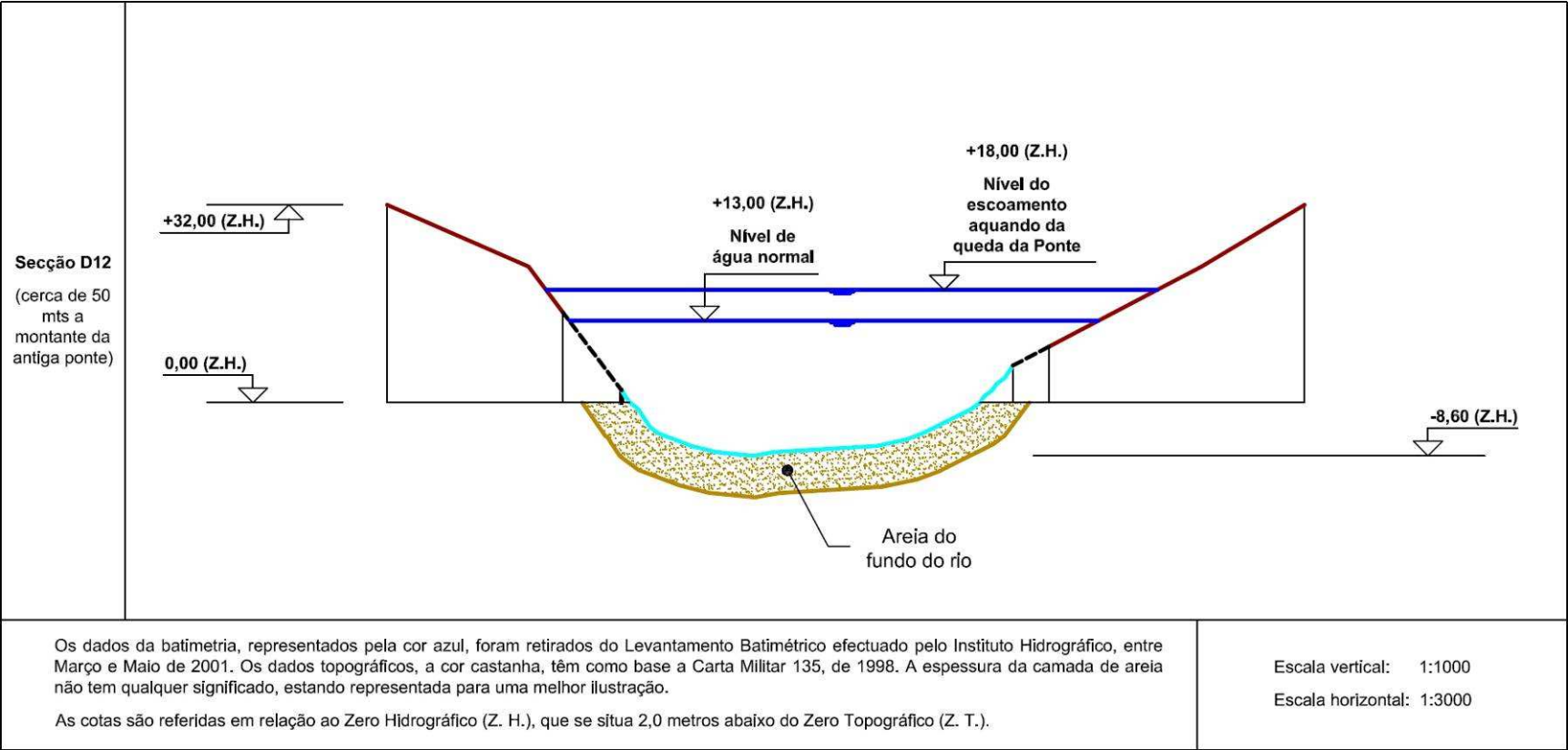


Figura 6.11 – Exemplo de uma secção transversal situada 50 metros a montante da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

No levantamento das secções transversais dos Rios Douro e Tâmega não foi possível ter dados completos em toda a largura porque o levantamento topográfico não intersecta o levantamento batimétrico. Logo, existe uma zona entre os dois em que não há qualquer informação. Para ultrapassar este problema supôs-se uma variação linear das cotas do terreno entre os dois limites conhecidos, pelo que eventualmente o erro introduzido por esta simplificação não afectará o desenvolvimento do escoamento e dos processos de erosão. No Anexo F são apresentados os limites em planta dos dois levantamentos, bem como a localização e denominação das várias secções levantadas e os perfis transversais.

A construção do modelo será, como já se viu, sobre um terreno com terra natural. Para evitar a utilização de material de empréstimo para realizar o enchimento do modelo decidiu-se escolher cotas de implantação de modo a permitir efectuar alguma escavação. Dessa forma, a terra retirada do terreno permitiria corporizar o aterro necessário para a execução do modelo. Para tal, a cota da superfície do terreno foi considerada como sendo correspondente ao Zero Hidrográfico (Z. H.) no protótipo e, com base nisto, foram realizados os cálculos dos volumes de aterro e escavação necessários. Estes volumes serão apresentados posteriormente.

A delimitação transversal é feita através de uma parede de tijolos rebocados com argamassa e possivelmente pintada. O leito mais profundo dos rios será composto por uma camada de cinco centímetros de argamassa assente numa camada de brita com a mesma espessura. É necessário, também, representar as cotas do sistema através de ferros de pequeno diâmetro que são posteriormente cobertos com o material de enchimento.

Os sedimentos para a representação do material do fundo existente nos Rios Douro e Tâmega não poderá obedecer à escala geométrica do modelo. Poder-se-á vir a colocar uma areia natural de granulometria próxima da existente no protótipo, utilizar areias artificiais de menor tamanho ou colocar materiais de igual tamanho mas com um peso volúmico menor, como a baquelite. É importante que os sedimentos escolhidos permitam a mais fiel representação da situação real, pelo que deve ser considerado o referido no subcapítulo 3.2.6, onde se indica que, para relações de $b/D_{50} > 50$, o tamanho dos sedimentos não interfere no desenvolvimento do processo de erosão. Contudo, nesta fase, este problema não será desenvolvido sendo aprofundado na fase de projecto.

A Figura 6.12 mostra um esquema em corte da construção do modelo com a representação dos vários materiais necessários.

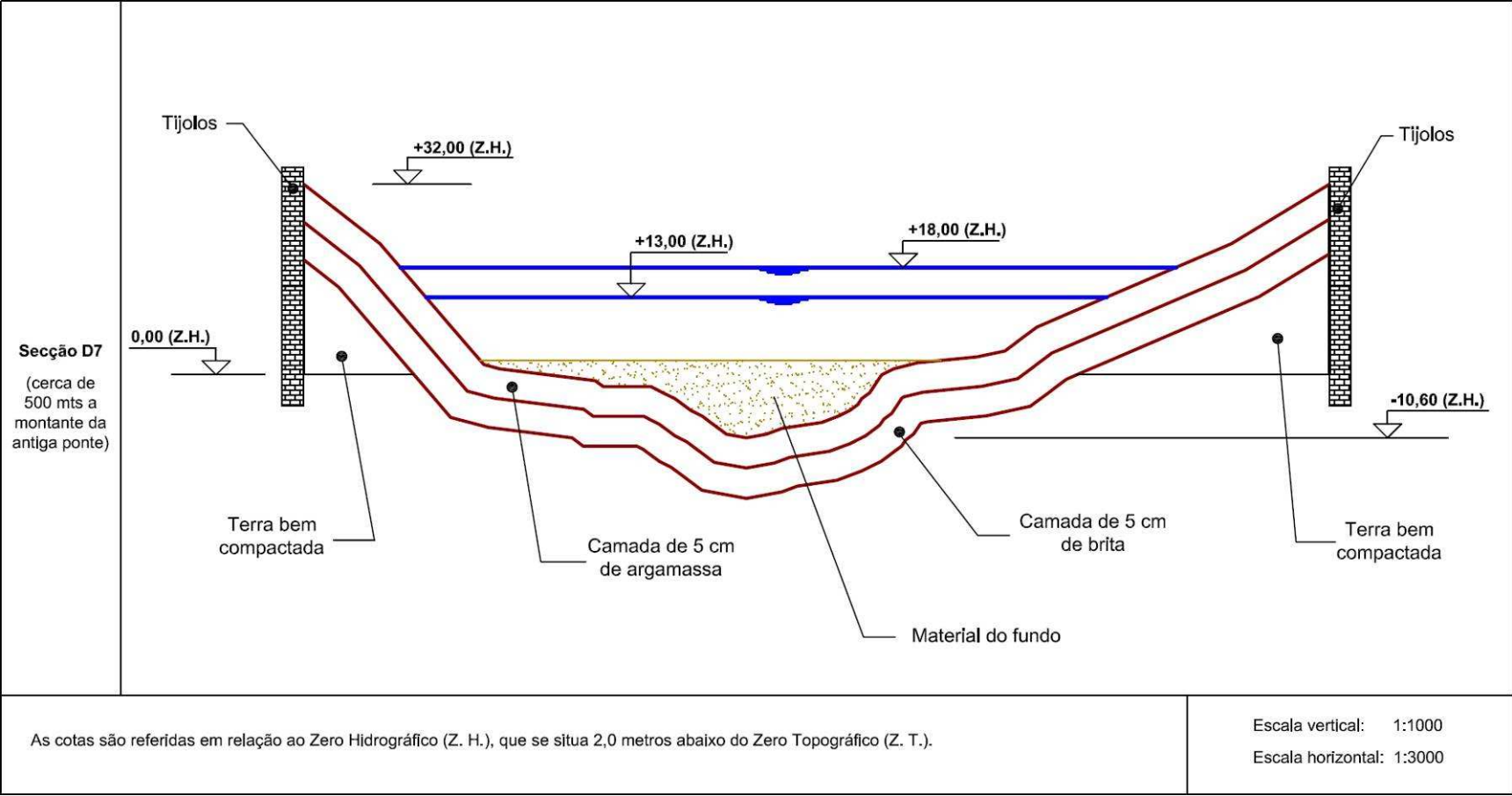


Figura 6.12 – Representação dos vários materiais a colocar para a construção do modelo na secção transversal situada a cerca de 500 metros a montante da ponte.

6.2.6. DEFINIÇÃO DAS RUGOSIDADES DAS SUPERFÍCIES.

Um outro passo bastante importante na correcta simulação das condições verificadas no protótipo está relacionado com a representação da rugosidade das margens do rio. Como os caudais que vão ser ensaiados são bastante elevados, haverá uma ocupação significativa do leito de cheia dos rios pelo que a forma das margens afectará a capacidade de vazão e a definição do perfil de velocidades.

Procuraram-se definir algumas áreas ao longo da zona de simulação que se julgam ser representativas do tipo de ocupação das margens e que apresentam diferentes rugosidades. Na Figura 6.13 é possível observar a localização dessas áreas e, através da fotografia que está associada a cada uma delas ilustrando o local, o seu tipo. Numa fase mais avançada do projecto do modelo será necessário verificar as áreas que se encontravam diferentes em 2001 e averiguar se podem exercer alguma influência sobre o escoamento, dado que as fotografias foram tiradas em Maio de 2008.

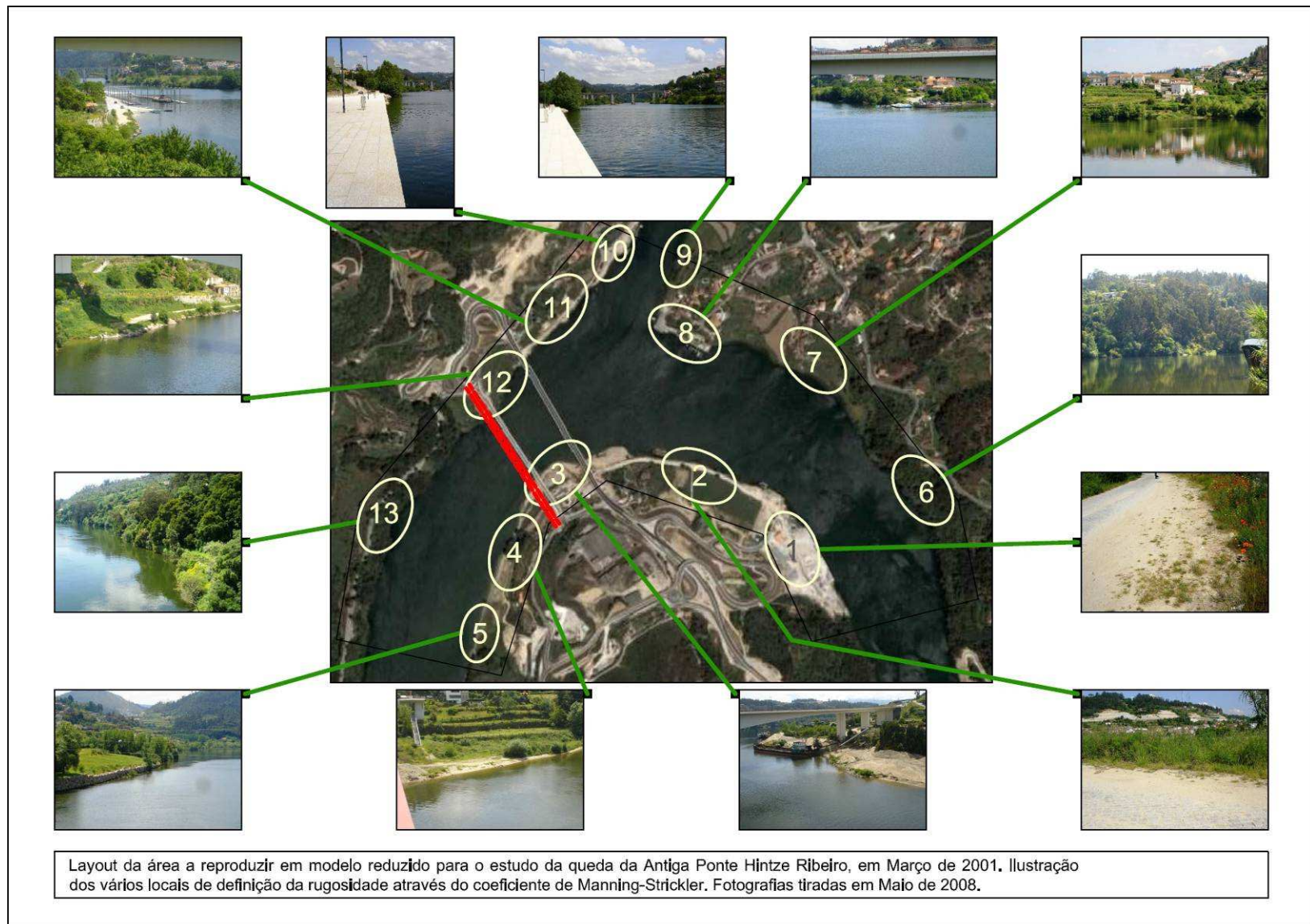


Figura 6.13 – Esquema das áreas utilizadas para a definição da rugosidade do leito de cheia dos rios e fotografias que mostram o local.

A representação das margens do escoamento não tem de reproduzir fielmente a situação que se verifica na realidade sendo apenas necessário que a rugosidade do modelo seja similar à do protótipo. Para isso associou-se a cada área um coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler de acordo com o indicado em LENCASTRE 1992.

Os coeficientes atribuídos a cada uma das zonas estão dispostos nos Quadros 6.4, 6.5 e 6.6. São apresentados dois grupos de quadros diferentes (grupo 1 – Quadro 6.4 e grupo 2 – Quadros 6.5 e 6.6) porque quando o escoamento tem uma largura superficial, B , maior do que 30 metros em situação de cheia, o que representa o caso a estudar, não existe separação entre as várias superfícies porque as margens desempenham um papel de menor importância face ao leito principal. Contudo, também foram definidos valores para o caso em que $B < 30$ metros, caso se revele necessário discriminar os coeficientes de rugosidade ao longo do escoamento, dado que, a partir da observação da Figura 6.13, é possível verificar que existem zonas muito distintas. Os casos escolhidos têm por base a relação indicada em LENCASTRE 1992 e que é apresentada no Anexo F desta dissertação.

Quadro 6.4 – Coeficientes de Manning-Strickler nos leitos maior e menor dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B > 30$ metros.

Zona	Coeficientes de Manning-Strickler (K_s)			Caso escolhido
	Mínimo	Normal	Máximo	
1	10	-	29	B.3.b.
2	10	-	29	B.3.b.
3	10	-	29	B.3.b.
4	10	-	29	B.3.b.
5	10	-	29	B.3.b.
6	10	-	29	B.3.b.
7	10	-	29	B.3.b.
8	10	-	29	B.3.b.
9	10	-	29	B.3.b.
10	10	-	29	B.3.b.
11	10	-	29	B.3.b.
12	10	-	29	B.3.b.
13	10	-	29	B.3.b.

Quadro 6.5 – Coeficientes de Manning-Strickler no leito maior dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B < 30$ metros.

Zona	Coeficientes de Manning-Strickler (K_s)			Caso escolhido
	Mínimo	Normal	Máximo	
1	25	33	50	B.2.b.1.
2	25	33	50	B.2.b.1.
3	25	33	50	B.2.b.1.
4	29	33	40	B.2.a.1.
5	29	33	40	B.2.a.1.
6	6	8	10	B.2.d.5.
7	29	33	40	B.2.a.1.
8	17	20	29	B.2.c.2
9	17	20	29	B.2.c.2
10	6	8	10	B.2.d.5.
11	25	33	50	B.2.b.1.
12	29	33	40	B.2.a.1.
13	6	8	10	B.2.d.5.

Quadro 6.6 – Coeficientes de Manning-Strickler no leito menor dos Rios Douro e Tâmega, considerando $B < 30$ metros.

Zona	Coeficientes de Manning-Strickler (K_s)			Caso escolhido
	Mínimo	Normal	Máximo	
1	20	22	29	B.1.a.4.
2	20	22	29	B.1.a.4.
3	20	22	29	B.1.a.4.
4	20	22	29	B.1.a.4.
5	20	22	29	B.1.a.4.
6	20	22	29	B.1.a.4.
7	20	22	29	B.1.a.4.
8	20	22	29	B.1.a.4.
9	20	22	29	B.1.a.4.
10	20	22	29	B.1.a.4.
11	20	22	29	B.1.a.4.
12	20	22	29	B.1.a.4.
13	20	22	29	B.1.a.4.

6.2.7. PLANO PRELIMINAR DE ENSAIOS.

Estando o modelo construído e a situação real representada de forma correcta é possível proceder aos ensaios. Neste subcapítulo apresenta-se um esquema possível para o Plano de Ensaios a realizar de acordo com alguns objectivos que se pensa ser de grande importância para o estudo dos fenómenos erosivos que ocorreram em Entre-os-Rios. O Plano Preliminar de Ensaios, dado que ainda não tem todos os valores necessários e por ainda poder ser alvo de alterações, é apresentado no Quadro 6.7

onde são indicados, também, os objectivos dos valores dos caudais escolhidos. Alguns valores de caudal não foram possíveis obter sendo necessário, numa fase posterior, determiná-los.

É importante referir que houve uma separação dos ensaios através da divisão por séries porque cada uma delas pretende estudar um determinado fenómeno ou uma situação específica de cheia. Chama-se a atenção para as séries 0, III e IV. A primeira pretende efectuar a calibração do modelo que, como já foi referido, é um dos passos mais importantes para a correcta simulação dos fenómenos físicos que se verificam no caso real. A série III pretende estudar os efeitos associados a uma cheia centenária porque o valor do caudal com este período de retorno é bastante elevado. Por fim, a série IV pretende estudar um dos efeitos mais importantes e mais difíceis de quantificar analiticamente que é a persistência de caudais elevados, ou seja, a ocorrência de eventos de cheia pouco espaçados no tempo. Pretende-se representar as cinco cheias que se verificaram desde Setembro de 2000 até ao início de Março de 2001, altura em que ocorreu a queda da ponte.

A calibração do modelo, em relação aos níveis da superfície livre do escoamento, pode ser feita com base na Curva de Vazão da secção da antiga ponte, de acordo com Rocha et al. 2004. A Figura 6.14 ilustra a relação entre a cota da superfície livre e o caudal que atravessa a secção da ponte.

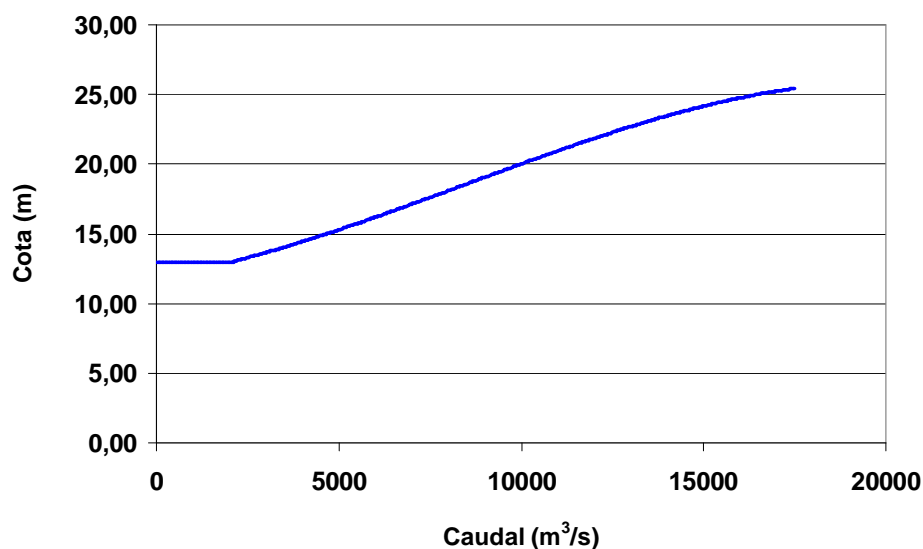


Figura 6.14 – Curva de vazão da secção da Antiga Ponte
Hintze Ribeiro (adaptado de ROCHA ET AL. 2004).

Quadro 6.7 – Plano Preliminar de Ensaios do modelo físico para o estudo da queda da antiga Ponte Hintze Ribeiro, no Rio Douro.

Série	Caso	Caudal do Rio Douro	Caudal do Rio Tâmega	Caudal total	Objectivos
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	
0	1	5 000	sem dados	sem dados	O caso 1 refere-se a caudais com um período de retorno de 2 anos e o segundo a um período de retorno de 10 anos. Pretende-se efectuar a calibração, o controlo de equipamento, ajustes e o estudo da escala de tempos fisiográfica.
	2	11 000	sem dados	sem dados	
I	3	6 400	1 550	7 950	Averiguar a estabilidade dos fundos perante um valor de caudal correspondente ao valor que se registava no momento da queda da antiga ponte. Medição das profundidades de erosão local.
II	4	8 000	0	8 000	Estudo do efeito do tempo de cheia no desenvolvimento da profundidade da cavidade de erosão. Pretendem-se ensaiar 3 situações com o mesmo caudal de ponta de cheia mas com tempos de permanência crescentes e hidrogramas distintos. Análise do desenvolvimento de uma situação de equilíbrio e a sua quantificação.
	5	8 000	0	8 000	
	6	8 000	0	8 000	
III	7	5 450	0	5 450	Estudo da influência da relação de caudais entre o Rio Douro e o Rio Tâmega no desenvolvimento dos processos de erosão nos pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro. Relações de 16%, 24%, 38% e 12% pela ordem apresentada à esquerda. Análise da orientação do escoamento de aproximação em relação ao eixo dos pilares situados no leito principal do rio. Avaliação da erosão junto aos pilares implantados próximos ou sobre o leito de cheia. Medição das profundidades de erosão local.
	8	4 700	750	5 450	
	9	6 200	0	6 200	
	10	5 000	1 200	6 200	
	11	7 300	0	7 300	
	12	5 300	2 000	7 300	
	13	8 400	0	8 400	
	14	7 500	900	8 400	
IV	15	sem dados	sem dados	18 000	Análise e quantificação das profundidades de erosão nos pilares da antiga ponte para um caudal com um período de retorno de 100 anos.
V	16	6 700	1 600	8 300	Estudo do efeito da sucessão de cheias e do fenómeno de persistência de caudais elevados sobre a erosão nos pilares da ponte. Os caudais considerados são referentes ao ano hidrológico de 2000/2001 que, à data da queda da ponte, registava a quinta cheia. Medição das profundidades de erosão e análise da capacidade de recuperação do sistema hidro-morfológico entre eventos de cheia pouco espaçados no tempo.
	17	8 500	2 200	10 700	
	18	7 200	2 100	9 300	
	19	7 800	1 200	9 000	
	20	6 400	1 550	7 950	

6.2.8. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL.

A determinação das quantidades de material necessárias para a realização do modelo e dos custos que lhe estão associados vão permitir avaliar os custos e a viabilidade da sua construção. É necessário desenvolver esta análise para cada uma das escalas consideradas ao longo deste estudo.

Apesar dos esforços desenvolvidos, este processo não é simples, dado que a construção de um modelo não segue um padrão como outras obras de Engenharia Civil. Desta forma, o cálculo efectuado representa uma aproximação e estabelece uma ordem de grandeza para a sua realização, permitindo decidir sobre a capacidade de construção e escolher a escala mais adequada. O desenvolvimento futuro de um projecto de execução permitirá uma quantificação mais rigorosa.

No Anexo F são indicadas as quantidades necessárias para a construção do modelo e são apresentados os custos discriminados, em função da escala considerada. Com base nestes custos parcelares foi possível obter-se os valores finais expostos no Quadro 6.8.

Como é possível observar no Anexo F, não foi possível determinar as quantidades de todos os elementos porque alguns têm uma elevada especificidade, requerendo uma análise mais cuidada que não possível realizar no âmbito desta dissertação. Também, é possível verificar que não foram contabilizados os custos com o equipamento porque o Laboratório de Hidráulica já possui a maioria dos elementos, podendo não ser necessário adquirir novos. Dado que a disponibilidade para utilização do equipamento na altura da eventual construção do modelo não pode ser determinada, considerar-se-á, por simplificação, que não será necessário comprar nenhum.

No Quadro 6.8 é apresentado o custo estimado para o modelo físico em função da escala considerada, de acordo com os pressupostos anteriormente apresentados. É possível verificar que os valores são, naturalmente distintos.

Quadro 6.8 – Primeira estimativa de custos de construção do modelo da Antiga Ponte Hintze Ribeiro em função da escala considerada.

Escala considerada	1:75	1:100	1:125
Estimativa de custos (€)	75 000	50 000	30 000

6.3. ANÁLISE DO PROBLEMA COM APLICAÇÃO DAS TÉCNICAS DE PREVISÃO.

6.3.1. OBJECTIVOS E CENÁRIOS CONSIDERADOS NA AVALIAÇÃO DAS PROFUNDIDADES DE EROÇÃO.

Neste subcapítulo pretende-se aplicar as expressões analíticas de previsão das profundidades de erosão ao Pilar 4 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro. Esta aplicação será feita considerando vários cenários de cheia, de modo a permitir a análise da influência do caudal no desenvolvimento do processo erosivo. Também, tem como objectivo avaliar a validade das diversas expressões existentes, que representam a ferramenta de cálculo mais comum.

No estudo foram considerados quatro possíveis cenários de cheia na secção da antiga ponte. Desta forma, a análise pode ser realizada para uma gama maior de valores de caudal e permitir a comparação entre os vários resultados obtidos. Permite, também, a análise da sensibilidade das expressões existentes. Os cenários adoptados para o cálculo da estimativa das profundidades de erosão no pilar foram:

- Cenário 1: $Q = 5\,000\text{ m}^3/\text{s}$, que representa, aproximadamente, o caudal de início de cheia no Rio Douro e está associado a um período de retorno de 2 anos;
- Cenário 2: $Q = 8\,000\text{ m}^3/\text{s}$, que é o valor do caudal que está associado à queda da ponte;
- Cenário 3: $Q = 12\,000\text{ m}^3/\text{s}$, que representa o caudal com um período de retorno de cerca de 10 anos;
- Cenário 4: $Q = 18\,000\text{ m}^3/\text{s}$, sendo o caudal da cheia centenária no Rio Douro, naquele local.

Na escolha dos caudais a ensaiar tentou-se escolher valores que permitissem o estudo de situações distintas. Os dois principais cenários de cheia são o correspondente ao caudal de queda da ponte e o caudal associado à cheia centenária. Este último é de grande importância porque, ao nível da literatura e dos regulamentos vigentes em determinados países, é o caudal recomendado para o dimensionamento das fundações deste tipo de estruturas.

6.3.2. EXPRESSÕES DE CÁLCULO E PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO.

O cálculo da estimativa das profundidades de erosão local no Pilar 4 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro é feito com base nas equações apresentadas ao longo do subcapítulo 4.1.3. Contudo, nem todas as expressões referenciadas têm aplicação a este caso de estudo dado que a formulação de algumas equações tem condições de base distintas das existentes no Rio Douro.

O primeiro passo do estudo consiste na análise das várias expressões apresentadas no subcapítulo 4.1.3, com o objectivo de escolher apenas as que respeitem as condições do problema. Este procedimento foi feito sobretudo sobre as expressões do Quadro 4.12 dado que algumas delas apresentam condições específicas de formulação e/ou aplicação. Também, foram rejeitadas aquelas sobre as quais não existem elementos para a determinação de todos os seus parâmetros. No Quadro 6.9 são indicadas as expressões rejeitadas e o motivo da decisão.

Quadro 6.9 – Expressões rejeitadas para o cálculo da estimativa da profundidade de erosão na Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

Origem	Número da equação	Motivo de rejeição da expressão
Molinas (2003)	4.83	A expressão foi rejeitada por falta de elementos sobre a curva granulométrica do material do fundo, dado que vários parâmetros dependem desse conhecimento.
Ahmad (1953)	4.90	Indefinição na quantificação do parâmetro K . O intervalo conhecido, de 1,3 a 2,3, é demasiado largo, influenciando significativamente os resultados.
Laursen (1963)	4.93	Aplicação apenas em condições sem transporte sólido generalizado, o que não acontece nos cenários considerados.
Breusers (1965)	4.94	Esta expressão deriva de dados em escoamentos com existência de marés, o que se afasta das condições do caso de estudo.
Blench (1969)	(4.95)	Os valores obtidos após a aplicação desta expressão são negativos, pelo que não serão considerados.
Froehlich Design (1988)	4.108	Esta expressão não tem como objectivo principal a determinação de profundidades de erosão mas sim a obtenção de um valor para dimensionamento de pilares. Desta forma, o resultado é sobredimensionado, pelo que não será considerada.
Breusers e Raudkivi (1991)	4.110	Falta de elementos para caracterizar o parâmetro K_σ .

Pelas condições de aplicação das expressões conclui-se que as restantes podem ser aplicadas com reservas ao caso de Entre-os-Rios. Desta forma, as expressões seleccionadas para a determinação da profundidade de erosão estão indicadas no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 – Expressões seleccionadas para aplicação ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

Origem	Equação	
Melville e Coleman 2000	$d_s = K_{hb} \cdot K_U \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_t$	(4.61)
Richardson e Davis 2001a	$d_s = 2 \cdot b \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} \cdot Fr^{0.43}$	(4.74)
Richardson e Davis 2001b	$d_{s,máx} = 2.4 \cdot b \quad Fr \leq 0.8$	(4.81)
	$d_{s,máx} = 3.0 \cdot b \quad Fr > 0.8$	(4.82)
Larras (1963)	$d_s = 1.05 \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b^{0.75}$	(4.91)
Laursen (1958)	$\frac{b}{h} = 5.5 \cdot \frac{d_s}{h} \cdot \left[\left(\frac{d_s}{11.5 \cdot h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$	(4.92)
Shen et al. (1969)	$d_s = 0.000223 \cdot \left(\frac{U \cdot b}{\nu} \right)^{0.619}$	(4.96)

Quadro 6.10 – Expressões seleccionadas para aplicação ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (continuação).

Origem	Equação	
Shen e Maza (1969)	$d_s = 11.0 \cdot \frac{U^2}{g} \quad Fr_p \leq 0.2$	(4.97)
	$d_s = 3.4 \cdot g^{-0.33} \cdot b^{0.67} \cdot U^{0.67} \quad Fr_p > 0.2$	(4.98)
Coleman (1971)	$\frac{U}{\sqrt{2 \cdot g \cdot d_s}} = 0.6 \cdot \left(\frac{U}{b}\right)^{0.9}$	(4.99)
Hancu (1971)	$d_s = 2.42 \cdot b \cdot \left(\frac{2 \cdot U}{U_c} - 1\right) \cdot \left(\frac{U_c^2}{g \cdot b}\right)^{1/3}$	(4.100)
Neill (1973)	$d_s = K_f \cdot b$	(4.101)
Breusers et al. (1977)	$d_s = \phi \left(\frac{U}{U_c}\right) \cdot \left[2.0 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)\right] \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b$	(4.102)
Jain e Fischer (1980)	$d_s = 1.86 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \cdot (Fr - Fr_c)^{0.25}$	(4.103)
Jain (1981)	$d_s = 1.84 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.3} \cdot Fr_c^{0.25}$	(4.104)
Melville (1987)	$d_s = K_{hb} \cdot K_U \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta$	(4.105)
Chitale (1988)	$d_s = 2.5 \cdot b$	(4.106)
Froehlich (1988)	$d_s = 0.32 \cdot b \cdot \phi \cdot Fr^{0.2} \cdot \left(\frac{b_p}{b}\right)^{0.62} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.46} \cdot \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08}$	(4.107)
Melville e Sutherland (1988)	$d_s = K_U \cdot K_h \cdot K_D \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot b$	(4.109)
Gao et al. (1993)	$d_s = 0.46 \cdot K_f \cdot b^{0.60} \cdot h^{0.15} \cdot D_m^{-0.07} \cdot \left[\frac{U - U_c'}{U_c - U_c'}\right]^\eta$	(4.111)
Ansari e Qadar (1994)	$d_s = 0.86 \cdot b_p^{3.0} \quad b_p < 2.2m$	(4.112)
	$d_s = 3.60 \cdot b_p^{0.4} \quad b_p > 2.2m$	(4.113)
Mississippi (1995)	$d_s = 0.9 \cdot b_p^{0.6} \cdot h^{0.4}$	(4.114)

Após a selecção das expressões analíticas é necessário determinar alguns dados essenciais ao processo de cálculo. A quantificação de alguns destes parâmetros pode ser acompanhada de alguma incerteza, dado que foi necessário efectuar algumas considerações. Os dados relativos às características do Rio Douro, como o tamanho e a graduação dos sedimentos, o nível do leito ou a cota de fundação dos caixões dos pilares, foram obtidos em LNEC 2001 e ROCHA ET AL. 2004. Nos dois relatórios anteriores existem pequenas diferenças em alguns dados pelo que, sempre que a análise dos mesmos não permita referir um valor de forma conclusiva, se considerou um valor intermédio. Contudo, julga-se que este facto afectará os resultados de uma forma significativa.

A determinação da cota da superfície livre do escoamento foi realizada com base na curva de vazão apresentada na Figura 6.14. Com esta informação e com os levantamentos batimétricos e topográficos que são apresentados no subcapítulo 6.2 calcularam-se as áreas das secções transversais para cada um dos valores de caudal.

No Quadro 6.11 estão indicados os valores que são comuns a todas as expressões de cálculo e que caracterizam o escoamento.

Quadro 6.11 – Dados de cálculo comuns a todas as expressões em função do cenário considerado.

Grandezas	Simbologia	Unidade	Cenários considerados			
			Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
Caudal	Q	m^3/s	5 000	8 000	12 000	18 000
Secção transversal	A	m^2	3 400	4 000	4 800	5 900
Velocidade média	U	m/s	1,47	2,00	2,50	3,05
Cota da superfície livre	-	m	+15,30	+18,00	+21,50	+25,50
Cota do leito do rio	-	m		-3,50		
Altura do escoamento	h	m	18,80	21,50	25,00	29,00
Largura do pilar	b	m		4,00		
Comprimento do pilar	l	m		9,70		
Ângulo do escoamento	θ	graus		15		
Largura projectada normalmente ao escoamento	b_p	m		6,37		
Número de Froude	Fr	-	0,108	0,138	0,160	0,181
Tamanho mediano dos sedimentos	D_{50}	mm		3,00		
Velocidade média crítica	U_c	m/s	1,33	1,36	1,40	1,43
Largura superficial do escoamento	B	m		300		

Quadro 6.11 – Dados de cálculo comuns a todas as expressões em função do cenário considerado (continuação).

Grandezas	Simbologia	Unidade	Cenários considerados			
			Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
Viscosidade cinemática	ν	m^2/s		$1,0 \times 10^{-6}$		
Número de Froude associado às condições críticas	Fr_c	-	0,098	0,094	0,089	0,085
Número de Froude do pilar	Fr_p	-	0,235	0,319	0,399	0,487

Como se pode observar, os valores da velocidade média do escoamento são sempre superiores aos valores das velocidades médias críticas correspondentes. Assim, para os quatro valores de caudal o escoamento faz-se com transporte sólido generalizado. É importante referir que o valor da largura superficial do escoamento não foi determinado para cada um dos cenários, dado que este parâmetro não é considerado nas várias expressões recolhidas.

Algumas expressões são função de alguns parâmetros específicos que dependem de determinadas condições definidas pelos seus autores. No Quadro 6.12 são apresentados alguns parâmetros particulares das expressões utilizadas no cálculo da profundidade de erosão. Nos casos em que se mostrou necessário é apresentada uma justificação para a escolha efectuada.

Quadro 6.12 – Parâmetros particulares de algumas expressões de cálculo da profundidade de erosão em pilares.

Equação	Valor adoptado	Observações
Larras (1963)	$K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$	Coefficientes de acordo com o definido em MELVILLE E COLEMAN 2000.
Hancu (1971)	$\left[\frac{2 \cdot U}{U_c} - 1 \right] = 1,0$	Valor recomendado para condições com transporte sólido generalizado.
Neill (1973)	$K_f = 1,5$	Coefficiente de forma para pilares com extremidade redonda.
Breusers et al. (1977)	$\left[\frac{U}{U_c} \right] = 1,0$ $K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$	Valor recomendado para condições com transporte sólido generalizado.
Melville (1987)	$K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$ $K_U = 1,0$ $K_{hb} = 2,4 \cdot b = 9,60 m$ $K_D = 1,0$	Para a definição do coeficiente K_D considerou-se que os sedimentos têm uma granulometria uniforme. Devido à altura do escoamento ser bastante elevada o factor K_{hb} apenas depende da largura do obstáculo. O valor da profundidade de erosão obtida com esta expressão corresponde à profundidade máxima de erosão.

Quadro 6.12 – Parâmetros particulares de algumas expressões de cálculo da profundidade de erosão em pilares (continuação).

Equação	Valor adoptado	Observações
Froehlich (1988)	$\varphi = 1,0$	Coeficiente de forma para pilares com extremidade redonda.
Melville e Sutherland (1988)	$K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$ $K_D = 1,0$	O valor da profundidade de erosão obtida com esta expressão corresponde à profundidade máxima de erosão.
Gao et al. (1993)	$K_f = 0,8$	
Melville e Coleman (2000)	$K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$ $K_U = 1,0$ $K_{hb} = 2,4 \cdot b = 9,60 m$ $K_D = 1,0$ $K_t = 1,0$	O parâmetro que considera a influência do tempo no desenvolvimento do processo de erosão toma o valor de 1,0 porque, em escoamentos com transporte sólido, as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente. O valor da profundidade de erosão obtida com esta expressão corresponde à profundidade máxima de erosão.
Richardson e Davis (2001a)	$K_f = 1,0$ $K_\theta = 1,35$ $K_3 = 1,1$ $K_4 = 1,0$	O coeficiente K_3 foi considerado igual a 1,1 devido ao facto dos números de Froude dos escoamentos serem baixos. O coeficiente K_4 foi considerado igual a 1,0 por falta de dados sobre a curva granulométrica do material do fundo. Este valor conduz a um resultado conservativo dado que é o valor máximo.

Com os dados apresentados nos Quadros 6.11 e 6.12 fez-se a aplicação de todas as expressões indicadas no Quadro 6.10. Os valores estimados para a profundidade da cavidade de erosão no Pilar 4 são apresentados no Quadro 6.13, em função de cada uma das expressões e para cada um dos cenários.

Quadro 6.13 – Valores estimados para a profundidade de erosão local no Pilar 4 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro. Os valores estão em metros.

Expressão	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
	$Q = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 12000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$
Laursen (1958)	9,5	10,2	11,0	11,9
Larras (1963)	4,0	4,0	4,0	4,0
Shen et al. (1969)	3,5	4,2	4,8	5,4
Shen e Maza (1969)	5,3	6,5	7,5	8,6
Coleman (1971)	1,9	2,0	2,1	2,2
Hancu (1971)	3,5	3,5	3,6	3,6
Neill (1973)	6,0	6,0	6,0	6,0
Breusers et al. (1977)	10,8	10,8	10,8	10,8
Jain e Fischer (1980)	5,1	7,9	9,6	11,2
Jain (1981)	6,6	6,8	7,00	7,2
Melville (1987)	13,0	13,0	13,0	13,0
Chitale (1988)	10,0	10,0	10,0	10,0
Froehlich (1988)	4,0	4,4	4,9	5,4
Melville e Sutherland (1988)	13,0	13,0	13,0	13,0
Gao et al. (1993)	2,3	2,2	2,2	2,2
Ansari e Qadar (1994)	7,6	7,6	7,6	7,6
Mississippi (1995)	8,8	9,3	9,9	10,5
Melville e Coleman 2000	13,0	13,0	13,0	13,0
Richardson e Davis 2001a	7,9	9,2	10,3	11,4
Richardson e Davis 2001b	9,6	9,6	9,6	9,6

6.3.3. ANÁLISE E CRÍTICA DOS RESULTADOS DE APLICAÇÃO.

A primeira grande conclusão que se pode retirar da observação do Quadro 6.13 é a grande disparidade de valores obtidos. As profundidades de erosão resultantes da aplicação das 20 expressões variam num intervalo entre 1,9 e 13,0 metros, consoante o cenário de simulação considerado. Como se pode compreender, a capacidade de previsão é bastante afectada porque, sobretudo nos casos em que não existe qualquer registo da variação do nível do leito, não existe uma base para a escolha da profundidade. O procedimento mais seguro é a adopção dos valores conservativos, embora o erro associado possa ser elevado. Na Figura 6.15 é feita uma representação gráfica dos resultados, permitindo observar o intervalo alargado para cada um dos valores de caudal.

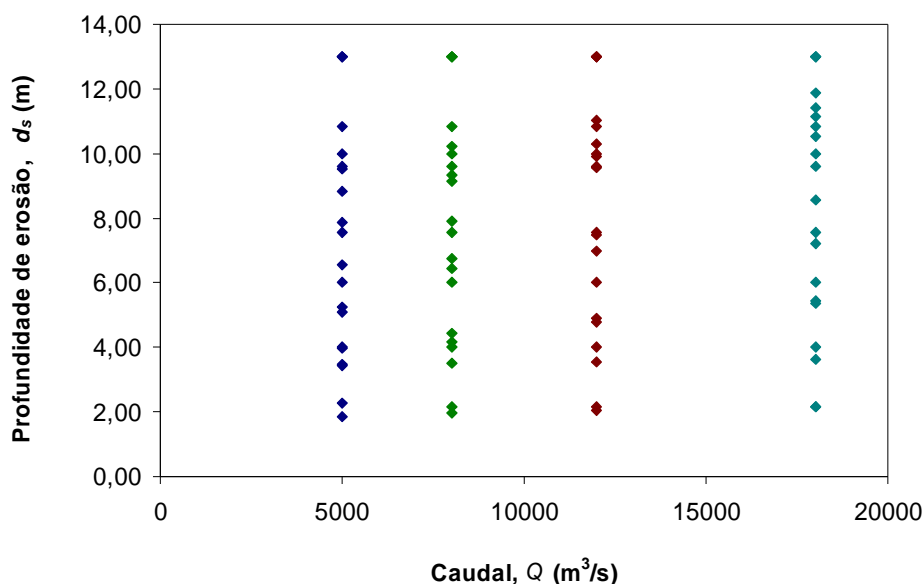


Figura 6.15 – Profundidades de erosão estimadas para o Pilar 4 em função do caudal considerado.

É importante referir que as expressões de Melville (1987), Melville e Sutherland (1988), MELVILLE E COLEMAN 2000 e RICHARDSON E DAVIS 2001B indicam a profundidade máxima de erosão para o evento de cheia, de acordo com as características do pilar. As três primeiras consideram que, pelo facto de haver um transporte sólido generalizado do material do fundo do rio as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente e a profundidade estimada é a profundidade de equilíbrio. Como em todos os casos de caudal a velocidade média do escoamento é superior à velocidade média crítica, a profundidade de erosão torna-se independente da velocidade do escoamento e, consequentemente, do caudal. A equação de RICHARDSON E DAVIS 2001B é função, apenas, da largura do pilar e, em menor peso, do número de Froude, o que conduz a que pilares idênticos em condições distintas tenham a mesma profundidade máxima de erosão.

Apesar de a expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001B ser apresentada como um limite superior da profundidade de erosão os resultados produzidos são, em alguns casos, inferiores aos obtidos pela expressão de RICHARDSON E DAVIS 2001A. Isto verifica-se para os valores de caudal de 12000 e 18000 m^3/s . Logo, existe algum perigo quando se aplica a primeira expressão, tomando o seu resultado como o correspondente à profundidade máxima de erosão.

No caso de Entre-os-Rios, em que existem levantamentos batimétricos do leito do rio após o acidente, a escolha da profundidade de erosão pode ser condicionada. Podem ser seguidas duas abordagens distintas, que são:

- determinação e validação da expressão que mais se aproxima do valor que se verificou no Rio Douro;
- selecção da profundidade de erosão não considerando os dados existentes, ou seja, como se de um projecto novo se tratasse.

A primeira abordagem só é possível porque a queda da ponte já ocorreu e existem medições sobre o leito do rio. Foram efectuados levantamentos batimétricos na zona do Pilar 4 em 1982, 1989, 2000 e 2001. Com estes dados, conclui-se que entre 1982 e 2001 o nível do leito baixou cerca de 7 metros. Tendo em conta que na altura do acidente os destroços remexeram os fundos e alteraram a configuração do fundo é possível que a profundidade de erosão real tenha atingido valores na ordem dos 8-9 metros. Contudo, a capacidade de previsão da estimativa da profundidade das cavidades de erosão ao longo de um período tão longo é, neste momento e com estas ferramentas, impossível. As expressões de cálculo existentes não são capazes de realizar uma previsão quando existe alternância entre períodos de cheia e de regime normal do rio. São aplicáveis a eventos isolados de cheia pelo que os valores obtidos são difíceis de comparar com a situação que se verificou.

Com base nos levantamentos de 2000 e 2001 observa-se uma descida no leito em cerca de 4-6 metros. Sendo este o período mais curto entre levantamentos deve ser o considerado. Contudo, no ano hidrológico de 2000/2001 aconteceram cinco cheias até à data da queda da ponte pelo que este valor não é relativo a um evento de cheia, mas ao desenvolvimento de hidrogramas de cheias ao longo de vários meses. De acordo com estas dificuldades, a abordagem da escolha de uma expressão que se aproxime das condições verificadas parece não estar muito correcta, dado que a base do processo é muito questionável.

Como se pode observar pelos valores obtidos no Quadro 6.13, para uma cheia de 8000 m³/s a profundidade de erosão estimada varia entre 2,0 e 13,0 metros. Ou seja, a maioria dos valores obtidos não se terão efectivamente verificado no caso real dado que, no ano hidrológico de 2000/2001, as quatro cheias anteriores à da queda da ponte registaram, efectivamente um caudal de ponta superior a este valor. Logo, nesta perspectiva, a rotura da estrutura teria acontecido mais cedo.

A segunda abordagem, mais correcta do ponto de vista do autor, consiste na determinação da estimativa da profundidade de erosão para uma dada cheia, considerando que não se conhecem dados sobre a evolução do leito do rio nos últimos anos. Este procedimento é adequado ao dimensionamento das fundações em fase de projecto ou em situações em que não exista nenhuma informação fiável sobre a evolução dos fundos. O caudal a considerar deve ser o que está associado a um período de retorno de 100 anos.

Os resultados produzidos pelas expressões de Larras (1963), Coleman (1971), Neill (1973), Hancu (1971), Froehlich (1988) e Gao et al. (1993) não foram considerados por conduzirem a valores significativamente inferiores à maioria. Dada a incerteza associada ao cálculo é prudente rejeitar estes valores.

A escolha da profundidade de erosão considerada com base nos cálculos efectuados levanta alguns problemas devido ao intervalo ser demasiado alargado. Caso se opte por uma análise conservativa, que esteja do lado da segurança, será adoptado o valor correspondente ao limite superior do intervalo, obtido pelas expressões de Melville (1987), Melville e Sutherland (1988) e MELVILLE E COLEMAN 2000. A profundidade das fossas de erosão obtida será, então, de 13,0 metros.

Entretanto, a análise da Figura 6.16, onde estão representados os valores produzidos por cada uma das expressões, sugere que possam ser considerados outros intervalos de valores. É possível verificar-se que existe a concentração de alguns valores para o caudal correspondente à cheia centenária entre os 10 e os 12 metros. Desta forma, deveria ser tido em conta um maior número de expressões, sendo que o valor adoptado não seria o extremo superior do intervalo.

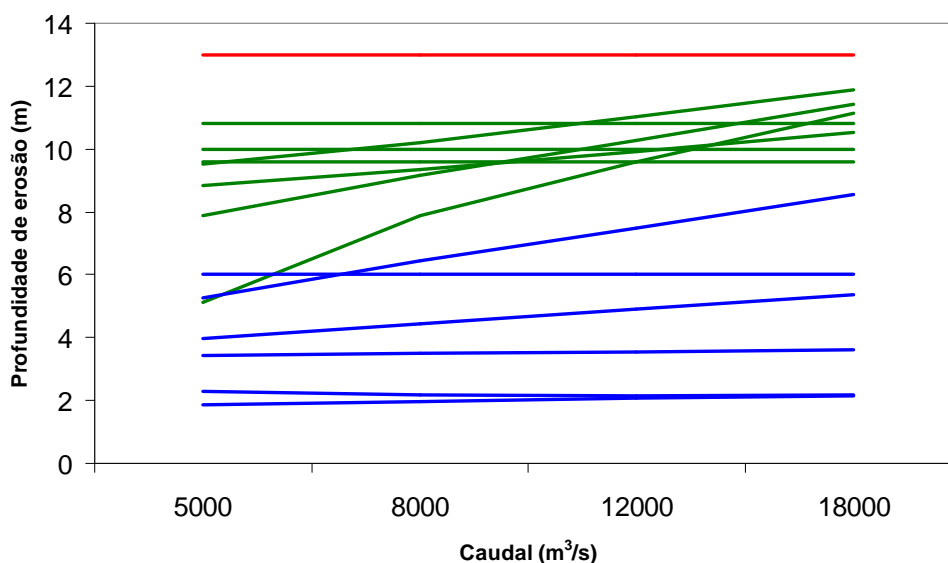


Figura 6.16 – Representação dos valores produzidos pelas diversas expressões.
Cada uma das curvas correspondente a uma determinada expressão.

De acordo com tudo o que foi referido, compreende-se que a quantificação da profundidade de erosão esperada no Pilar 4 da Antiga Ponte Hintze Ribeiro é bastante complicada. A gama de valores obtidos é bastante extensa pelo que deve ser adoptado um procedimento que esteja do lado da segurança. Ou seja, deverão ser escolhidas as expressões que conduzam aos valores superiores. Apesar de este critério não conduzir a uma solução optimizada, como é o objectivo da engenharia, permite a diminuição do risco de acidentes e de rotura da estrutura.

Sempre que possível, como forma de ultrapassar a incerteza na determinação da profundidade de erosão, as fundações devem ser prolongadas até ao estrato rochoso. Desta forma, a segurança da estrutura está garantida. Contudo, em determinadas situações a rocha está a profundidades bastante elevadas e pode tornar-se impraticável o prolongamento das fundações. Nestes casos, é aconselhável a adopção dos valores mais conservativos das estimativas efectuadas e a elaboração e implementação de um plano de inspecção e monitorização dos fundos, em especial após a ocorrência de cheias.

Dado que a ponte está implantada imediatamente a jusante de uma curva com o Rio Douro e da confluência deste rio com o Tâmega deveriam ser determinadas as profundidades de erosão devido a estas duas características hidrográficas. Contudo, o autor optou por não o fazer visto que a profundidade de erosão local estimada ser já superior à verificada no terreno. Também, o facto de o material do leito do rio estar perturbado pela forte extracção de areias até à data da queda da ponte e, tratando-se de duas formas de erosão geral, os resultados obtidos pela aplicação de expressões não representaria de forma correcta as condições reais.

6.3.4. COMPARAÇÃO COM A APLICAÇÃO DO RELATÓRIO DOS PERITOS.

No relatório elaborado pela Comissão de Inquérito ao acidente de Entre-os-Rios, do LNEC, em 2001, são apresentados os resultados da aplicação das expressões de quantificação da profundidade de erosão. Os valores apresentados no relatório são apresentados no Quadro 6.14, bem como os valores obtidos na aplicação pelo autor da dissertação, de modo a permitir uma comparação.

Quadro 6.14 – Resultado da aplicação das expressões analíticas semi-empíricas no Relatório do primeiro grupo de peritos (adaptado de LNEC 2001).

Origem	Profundidade de erosão (metros)	
	LNEC 2001	Autor
Laursen e Toch (1958)	9,6	-
Laursen (1958)	9,8	10,2
Larras (1963)	4,4	4,0
Hancu (1965)	3,9	-
Breusers (1965)	5,6	-
Maza-Alvarez (1967)	7,9	-
Neill (1965)	9,6	-
Shen et al. (1969)	4,4	4,2
Veiga da Cunha (1970)	8,9	-
Coleman (1971)	4,0	2,0
Hancu (1971)	6,9	3,5
Neill (1973)	7,9	6,0
Bonasoundas (1973)	6,7	-
Norman (1975)	9,0	-
Breusers et al. (1977)	10,3	10,8
Jain e Fischer (1980)	7,7	7,9
Jain (1981)	6,7	6,8
Melville (1987)	14,1	13,0
Chitalle (1988)	9,9	10,0
Melville e Sutherland (1988)	14,1	13,0
Ansari e Qadar (1994)	6,4	7,6
Melville e Coleman (2000)	14,1	13,0
Richardson e Davis (2001)	9,2	9,2

Os valores apresentados no Quadro 6.14, correspondentes às mesmas expressões aplicadas no subcapítulo 6.3.2, estão de acordo com os valores obtidos pelo autor da dissertação. Existem algumas expressões em que os resultados são distintos podendo resultar de alguma consideração efectuada pelos peritos perante as condições de aplicação, às quais não se teve acesso. Contudo, estas não são consideradas na escolha do valor final porque produzem resultados inferiores à maioria das expressões. Os peritos deste relatório consideram uma profundidade de erosão para a zona do Pilar 4 na ordem dos 8 a 9 metros, ao rejeitarem os valores mais conservativos.

No relatório dos peritos apresentado em ROCHA ET AL. 2004 são também realizadas previsões através de algumas das expressões analíticas apresentadas ao longo deste subcapítulo. A média da aplicação foi de 8,6 metros, tendo sido rejeitados os valores superiores do intervalo. Pode concluir-se que em ambos os relatórios dos peritos são rejeitados os valores mais elevados porque produzem profundidades de erosão significativamente superiores ao que se registou na Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

6.4. PROPOSTA DE UMA MEDIDA DE PROTECÇÃO.

6.4.1. OBJECTIVOS E SOLUÇÕES CONSIDERADAS.

Como foi apresentado ao longo do Capítulo 5 existem várias medidas de protecção de pilares contra os fenómenos de erosão local e que devem ser consideradas de modo a aumentar a estabilidade da ponte. Pretende-se neste subcapítulo dimensionar uma medida capaz de proteger os pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

Existem várias técnicas aplicáveis a este caso de estudo. Contudo, devido à dificuldade de dimensionamento de certas medidas e à falta de tempo para uma correcta análise, apenas será estudada a solução clássica de enrocamento natural. Teoricamente, as soluções aplicáveis ao Rio Douro e que poderiam ser objecto de estudo são as seguintes:

- gabiões e colchões Reno;
- blocos de betão articulados;
- colchões e sacos preenchidos com betão;
- geo-sacos preenchidos com areia ou gravilha;
- enrocamento artificial;
- enrocamento preenchido com argamassa;
- estacas sacrificiais;
- colares.

Estas soluções devem ser estudadas com algum cuidado porque são técnicas com uma menor aplicação na protecção específica de pilares de pontes, nomeadamente em Portugal. É necessário avaliar a sua capacidade de protecção consoante as características do local. As soluções em colchões ou geo-sacos podem não ser as mais adequadas porque a ponte está implantada no canal de navegação do Rio Douro e a manobra dos barcos, especialmente na curva a montante da ponte, pode danificá-los impedindo-os de funcionar como uma protecção.

Algumas medidas são constituídas por elementos pré-fabricados e o seu dimensionamento deve ser apoiado em informação divulgada pelas empresas que as comercializam ou através de algum software de cálculo.

6.4.2. CENÁRIOS CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO.

Um dos passos do processo de dimensionamento do material de protecção dos pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro é a escolha do cenário de cheia para o qual será determinado o tamanho dos sedimentos. Ou seja, a pergunta que se coloca é “*O material do enrocamento deve ser capaz de resistir às forças do escoamento associado a que período de retorno ou a que valor de caudal?*”.

Foram considerados três cenários de dimensionamento para observação da variação do tamanho dos sedimentos em função da variação do caudal e do período de retorno que lhe está associado. Neste caso foram considerados os três cenários mais gravosos dos quatro referidos atrás, que são:

- $Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$. Caudal correspondente ao momento da queda da ponte;
- $Q = 12000 \text{ m}^3/\text{s}$. Caudal associado a um período de retorno de 10 anos;
- $Q = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$. Caudal associado a um período de retorno de 100 anos;

O cálculo será desenvolvido para cada um dos eventos de cheia considerados. De acordo com as recomendações feitas na literatura estrangeira, a solução escolhida deve ter como base o caudal correspondente a um período de retorno de 100 anos. Devido às velocidades mais elevadas do escoamento este é o cenário que confere maior segurança à estrutura e aquele em que o risco de rotura é menor.

6.4.3. EXPRESSÕES DE CÁLCULO E PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO.

Das várias medidas existentes, a colocação de enrocamento natural em redor da estrutura é a técnica que reúne maior consenso e é, também, a que tem um maior número de expressões de cálculo para o seu dimensionamento. No Quadro 6.15 são apresentadas algumas das fórmulas principais para a determinação do diâmetro mediano do material de protecção, D_{r50} .

Quadro 6.15 – Expressões de cálculo para a determinação do diâmetro mediano do enrocamento de protecção de pilares (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Autor	Equação	Observações
Bonasoundas (1973)	$D_{r50} (cm) = 6 - 3,3 \cdot U + 4 \cdot U^2$ (6.6)	Aplicável para sedimentos com $s = 2,65$. A velocidade média do escoamento é em m/s.
Quazi e Peterson (1973)	$D_{r50} = \frac{0,85}{(s-1)^{1,25}} \cdot h \cdot Fr^{2,5}$ (6.7)	
Breusers et al. (1977)	$U = 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (s-1) \cdot D_{r50}}$ (6.8)	
Farraday e Charlton (1983)	$D_{r50} = 0,547 \cdot h \cdot Fr^3$ (6.9)	
Parola e Jones (1989)	$D_{r50} = \frac{C^*}{(s-1)} \cdot h \cdot Fr^2$ (6.10)	C^* é um coeficiente que tem em conta a forma do pilar. $C^* = 1,0$ para pilares rectangulares e 0,61 para pilares com extremidade redonda.

Quadro 6.15 – Expressões de cálculo para a determinação do diâmetro mediano do enrocamento de protecção de pilares (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000) (continuação).

Autor	Equação	Observações
Breusers e Raudkivi (1991)	$U = 4,8 \cdot \sqrt{s-1} \cdot D_{r50}^{1/3} \cdot h^{1/6} \quad (6.11)$	
Austroads (1994)	$D_{r50} = \frac{0,58 \cdot K_f \cdot K_U}{(s-1)} \cdot h \cdot Fr^2 \quad (6.12)$	K_f tem em conta a forma do pilar. Para pilar com extremidade redonda $K_f = 2,25$ e para rectangulares vale 2,89. K_U tem em conta a velocidade do escoamento na zona do pilar e toma valores entre 0,81, para pilares perto da margem num canal rectilíneo, e 2,89 quando está na zona exterior de uma curva no leito principal do rio.
Richardson e Davis (1995)	$D_{r50} = \frac{0,692 \cdot (f_1 \cdot f_2 \cdot U)^2}{(s-1) \cdot 2 \cdot g} \quad (6.13)$	f_1 é um factor da forma do pilar e toma o valor de 1,5 para pilares com extremidade redonda e 1,7 para pilares rectangulares. f_2 tem em atenção a localização do pilar, Para um pilar implantado perto da margem num canal rectilíneo considera-se 0,9 e em pilares situados no exterior de uma curva este parâmetro vale 1,7.
Chiew (1995)	$D_{r50} = \frac{0,168}{\sqrt{h}} \cdot \left[\frac{U}{U_* \cdot \sqrt{(s-1)} \cdot g} \right]^3 \quad (6.14)$ $U_* = \frac{0,3}{K_D \cdot K_h}$	$K_h = 0,783 \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{0,322} - 0,106$, para relações de h/b entre 0 e 3. $K_h = 1,0$, para relações de h/b superiores ou iguais a 3. $K_D = 0,398 \cdot \ln \left(\frac{b}{D_{r50}} \right) - 0,034 \cdot \left[\ln \left(\frac{b}{D_{r50}} \right) \right]^2$, para relações de b / D_{r50} entre 1 e 50. $K_D = 1,0$, para relações de b / D_{r50} maiores que 50.
Parola (1993, 1995)	$D_{r50} = \frac{f_1 \cdot f_3}{(s-1)} \cdot h \cdot Fr^2 \quad (6.15)$	f_1 representa o parâmetro de tamanho do pilar que toma os valores de 1,0 em pilares rectangulares, 0,71 para pilares com extremidade redonda que estejam alinhados com o escoamento. f_3 é o parâmetro do tamanho do pilar que é função da relação de b_p / D_{r50} . Os valores a considerar para este factor são: $f_3 = 0,83 \quad 4 < \frac{b_p}{D_{r50}} < 7$ $f_3 = 1,0 \quad 7 < \frac{b_p}{D_{r50}} < 14$ $f_3 = 1,25 \quad 20 < \frac{b_p}{D_{r50}} < 33$

Quadro 6.15 – Expressões de cálculo para a determinação do diâmetro mediano do enrocamento de protecção de pilares (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000) (continuação).

Autor	Equação	Observações
Croad (1997)	$\frac{U^2}{A \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D_{r50}}} = 1,16 \cdot \left(\frac{h}{D_{r50}} - 2 \right)^{1/6} \quad (6.16)$	A representa um factor de aceleração que toma o valor de 0,45 para pilares circulares ou com sapata e 0,35 nos casos em que é quadrado ou com arestas vivas.
	$D_{r50} = 17 \cdot D_{50} \quad (6.17)$	A Equação 6.16 tem um factor de segurança de 1,25. O valor a tomar para D_{r50} deve ser o maior dos valores obtidos pelas Equações 6.16 e 6.17.
Lauchlan (1999)	$D_{r50} = 0,3 \cdot F_s \cdot \left(1 - \frac{H_r}{h} \right)^{2,75} \cdot h \cdot Fr^{1,2} \quad (6.18)$	F_s é o factor de segurança da expressão e deve ser, no mínimo, igual a 1,1. H_r é a profundidade a que está colocado o topo do tapete de enrocamento em relação ao nível do leito do rio.

O dimensionamento será efectuado para cada uma das equações apresentadas no Quadro 6.15. Os dados comuns a todas as expressões, de acordo com o cenário de cálculo considerado, estão indicados no Quadro 6.16.

Quadro 6.16 – Dados de cálculo comuns a todas as expressões de acordo com o cenário considerado.

Grandeza	Simbologia	Unidade	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
Caudal	Q	m ³ /s	8 000	12 000	18 000
Área da secção transversal	A	m ²	4 000	4 800	5 900
Velocidade média	U	m/s	2,00	2,50	3,05
Cota da superfície livre	-	m	18,00	21,50	25,50
Altura do escoamento	h	m	21,50	25,00	29,0
Número de Froude	Fr	-	0,138	0,160	0,181
Densidade do material do enrocamento	s	-	2,65	2,65	2,65
Largura do pilar	b	m	4,00	4,00	4,00
Ângulo do escoamento de aproximação	θ	graus	15	15	15
Largura do pilar normal ao escoamento	b _p	m	6,37	6,37	6,37

As alturas da superfície livre do escoamento em função do caudal escoado na secção da ponte foram determinadas de acordo com a curva de vazão da secção da ponte, apresentada na Figura 6.14. Através das cotas obtidas a partir desta curva e com base nos levantamentos das secções transversais efectuados e apresentados no subcapítulo anterior, calcularam-se as áreas da secção molhada para cada um dos cenários.

Como se pode compreender, o cálculo destas superfícies apresenta algum grau de incerteza dado que dependem da maior ou menor precisão dos levantamentos do leito e das margens. Contudo, pensa-se que os valores permitem que o cálculo tenha o rigor desejado.

Pela observação do Quadro 6.15 pode-se verificar que, em algumas expressões, existem alguns parâmetros específicos que se relacionam, por exemplo, com a forma do pilar. Desta forma, no processo de dimensionamento é necessário definir estes factores particulares, que são apresentados no Quadro 6.17. As expressões que não são referidas neste quadro não possuem nenhum parâmetro específico.

Quadro 6.17 – Valores adoptados para os parâmetros específicos de algumas das expressões de dimensionamento do enrocamento natural.

Origem	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
Parola e Jones (1989)	$C^* = 0,61$	$C^* = 0,61$	$C^* = 0,61$
Austroads (1994)	$K_f = 2,25$ $K_U = 2,2$	$K_f = 2,25$ $K_U = 2,2$	$K_f = 2,25$ $K_U = 2,2$
Richardson e Davis (1995)	$f_1 = 1,5$ $f_2 = 1,5$	$f_1 = 1,5$ $f_2 = 1,5$	$f_1 = 1,5$ $f_2 = 1,5$
Chiew (1995)	$h / b = 5,38$ $K_h = 1,0$ $K_D = 0,94$	$h / b = 5,38$ $K_h = 1,0$ $K_D = 0,88$	$h / b = 5,38$ $K_h = 1,0$ $K_D = 0,82$
Parola (1993, 1995)	$b_p / D_{r50} = 20,6$	$b_p / D_{r50} = 13,9$	$b_p / D_{r50} = 8,5$
Croad (1997)	$A = 0,4$	$A = 0,4$	$A = 0,4$
Lauchlan (1999)	$F_S = 1,1$ $H_r = 0,0$	$F_S = 1,1$ $H_r = 0,0$	$F_S = 1,1$ $H_r = 0,0$

Com a definição dos valores considerados nos Quadros 6.16 e 6.17 é possível a aplicação das expressões indicadas no Quadro 6.15. Nalgumas expressões o cálculo tem de obedecer a um processo iterativo, sendo necessário conhecer uma solução aproximada para determinar o seu valor final. Os valores apresentados no Quadro 6.17 são, já os valores finais, após a realização de todos os cálculos iterativos.

Os resultados finais da aplicação das equações de dimensionamento para determinação do tamanho mediano do enrocamento natural de protecção são apresentados no Quadro 6.18.

Quadro 6.18 – Tamanho mediano do enrocamento de protecção de acordo com a aplicação das expressões de cálculo, para cada um dos cenários de dimensionamento.

Origem	Dimensão mediano do enrocamento natural, D_{r50} (cm)		
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
	$Q = 8\,000\text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 12\,000\text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 18\,000\text{ m}^3/\text{s}$
Bonasoundas (1973)	16	23	34
Quazi e Peterson (1973)	7	12	19
Breusers et al. (1977)	71	110	163
Farraday e Charlton (1983)	4	6	10
Parola e Jones (1989)	16	24	36
Breusers e Raudkivi (1991)	1	2	3
Austroads (1994)	71	111	165
Richardson e Davis (1995)	44	68	101
Chiew (1995)	15	21	28
Parola (1993, 1995)	31	46	76
Croad (1997)	27	50	84
Lauchlan (1999)	66	92	123

Como se pode observar pelos resultados obtidos, as expressões produzem resultados muito variados. Algumas indicam dimensões demasiado pequenas enquanto que outras fornecem valores bastante elevados. Foram seleccionados os resultados obtidos pelas expressões de Breusers et al. (1977), Austroads (1994), Richardson e Davis (1995), Parola (1993, 1995), Croad (1997) e Lauchlan (1999), como sendo os mais correctos e com aplicação ao caso de estudo. Assim, a dimensão mediana do enrocamento natural, em função do caudal de dimensionamento, será:

- $Q = 8\,000\text{ m}^3/\text{s}$, $D_{r50} = 50 - 60\text{ cm}$ (Peso: 3,3-5,6 KN; classe: 0,3-0,5 toneladas);
- $Q = 12\,000\text{ m}^3/\text{s}$, $D_{r50} = 80 - 90\text{ cm}$ (Peso: 13,3-19,0 KN; classe: 1-3 toneladas);
- $Q = 18\,000\text{ m}^3/\text{s}$, $D_{r50} = 120 - 130\text{ cm}$ (Peso: 45,0-57,1 KN; classe: 4-6 toneladas).

O tamanho seleccionado para o enrocamento é o correspondente ao cenário do caudal centenário, ou seja, $D_{r50} = 120 - 130\text{ cm}$.

6.4.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.

A colocação das banquetas de enrocamento em redor dos pilares deve obedecer a algumas regras que, de acordo com alguns investigadores, permitem uma maior eficiência na protecção da estrutura. As disposições que estão indicadas no Quadro 6.19 pretendem aumentar a capacidade resistente do enrocamento face aos mecanismos de rotura apresentados no subcapítulo 5.5.1.

Quadro 6.19 – Disposições construtivas para a colocação do enrocamento natural no leito do rio (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Origem	Extensão lateral	Espessura da camada	Graduação
Bonasoundas (1973)	Comprimento de $7 \cdot b$. Forma circular na face de montante, com um raio de $3 \cdot b$ e forma elíptica na zona de jusante.	$b/3$	
Neill (1973)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de $1,5 \cdot b$ a partir da face.	$2 \cdot D_{r50}$	
Posey (1974)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de $1,5 \cdot b$ - $2,5 \cdot b$ a partir da face.		
Hjorth (1975)	Largura de $3 \cdot b$ e comprimento de $6,25 \cdot b$. Forma circular a montante e triangular a jusante do pilar		
Breusers et al. (1977)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de $2 \cdot b$ a partir da face.	$3 \cdot D_{r50}$	
Richardson e Davis (1995)	Largura da banquetta de enrocamento superior a $5 \cdot b$	$> 3 \cdot D_{r50}$	$D_{r50} \geq 0,5 D_{r,máx}$
Parola (1995)	Comprimento de $7 \cdot b_p$. Forma circular na face de montante, com um raio de b_p e forma triangular na zona de jusante.		
Croad (1997)	Comprimento $> 5,5 \cdot b_p$, dos quais $1,5 \cdot b_p$ são referentes a zona de montante da face de montante do pilar.	$2 \cdot D_{r50}$	$D_{r,máx} \leq 2 \cdot D_{r50}$
Lauchlan (1999)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de $1 \cdot b$ - $1,5 \cdot b$ a partir da face.	$2 \cdot D_{r50} - 3 \cdot D_{r50}$	$D_{r50} \leq 2 \cdot D_{r15}$

A aplicação das recomendações indicadas no Quadro 6.19 ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro resulta nos valores apresentados no Quadro 6.20, que resumem a extensão lateral da banquetta de enrocamento, a sua forma e a espessura de material a colocar.

Quadro 6.20 – Disposições construtivas para o enrocamento natural aplicadas ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro.

Origem	Extensão lateral	Forma da banquetta	Espessura da camada
Bonasoundas (1973)	Comprimento total de 28 metros. Raio na zona de montante do pilar de 12 metros.	Forma circular na zona de montante. Forma elíptica a jusante.	$t_r \approx 1,35$ m
Neill (1973)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de 6 metros desde a sua face.		$t_r \approx 2,50$ m
Posey (1974)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de 10 metros desde a sua face.		
Hjorth (1975)	Comprimento total de 25 metros. Largura total de 12 metros.	Forma circular na zona de montante. Forma triangular a jusante.	
Breusers et al. (1977)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de 8 metros desde a sua face.		$t_r \approx 3,80$ m
Richardson e Davis (1995)	Largura total superior a 20 metros		$> t_r \approx 3,80$ m
Parola (1995)	Comprimento total de 45 metros. Raio na zona de montante do pilar de 6,50 metros.	Forma circular na zona de montante. Forma triangular a jusante.	
Croad (1997)	Comprimento total de 35 metros, dos quais 10 metros são colocados a montante do pilar a partir da sua face de montante.		$t_r \approx 2,50$ m
Lauchlan (1999)	Colocação em toda a extensão do pilar até uma distância de 6 metros desde a sua face.		$t_r \approx 2,50 - 3,80$ m

Como se pode observar pelos resultados obtidos a área de colocação do enrocamento é significativa. A maior largura obtida no cálculo, medida a partir da face dos pilares, é de 10 metros e o maior comprimento é de 45 metros. Devido a alguma inconsistência das expressões de cálculo usadas na determinação do diâmetro mediano do enrocamento adopta-se uma solução com uma área superior à obtida. Esta alteração prende-se, também, com a grande variação dos caudais no Rio Douro durante o ano hidrológico, com a existência de várias perturbações a montante da ponte, como a confluência e a curva do Rio Douro, e com alguma margem de segurança em relação às vistorias ao leito do rio após a ocorrência de cheia.

O espaçamento entre os pilares da ponte era de 50 metros, pelo que, a solução considerada consiste na colocação de enrocamento numa extensão até 15 metros, medida a partir da face do pilar. O comprimento do tapete de enrocamento é de 45 metros, com cerca de 17,5 metros medidos a partir das faces de montante e de jusante dos pilares. Apesar de esta solução implicar a colocação de maiores quantidades de pedra pensa-se que é uma solução prudente e capaz de aumentar a estabilidade da

estrutura. Desta forma, são ultrapassadas algumas fragilidades dos métodos de cálculo, de previsão e de monitorização/inspecção.

Com apoio no Quadro 5.8 e na Equação 5.1, apresentados no subcapítulo 5.5.1., determinou-se a curva granulométrica do tapete de enrocamento. Apesar de não ser obrigatório o cumprimento destes valores eles fornecem uma boa indicação para a escolha do material. Os valores da curva granulométrica são os seguintes:

$$D_{r,máx} \approx 2,0 \text{ metros}$$

$$D_{r85} \approx 1,60 - 1,70 \text{ metros}$$

$$D_{r50} \approx 1,20 - 1,30 \text{ metros}$$

$$D_{r15} \approx 0,50 - 0,60 \text{ metros}$$

Deve colocar-se um filtro de material geossintético sob a camada de enrocamento. Com este procedimento impede-se ou reduz-se significativamente a fuga do material fino do leito. Este elemento deve, segundo MELVILLE E COLEMAN 2000, ocupar uma área igual a 75 % da área em planta do enrocamento. Desta forma, evita-se a degradação do geossintético e o seu levantamento pelas forças de sustentação do escoamento. O melhor material para este caso é um geossintético não tecido, que não será dimensionado neste estudo para não tornar o cálculo demasiado extensivo. O pormenor de ligação do geossintético aos pilares deve ser realizado com cuidado para que não ocorra a fuga de areia do fundo por esses pontos.

Na Figura 6.17 é apresentado um esquema em planta da medida preconizada para a antiga ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios. O filtro de geossintético não foi representado para não sobrecarregar o desenho mas a sua aplicação é essencial para o bom funcionamento do enrocamento como medida de protecção dos pilares. O topo do enrocamento foi calculado como se estivesse ao nível do leito do Rio Douro. Contudo, pelas razões já apontadas ao longo da dissertação, a melhor solução seria a colocação do topo ao nível da mais baixa cava prevista para o local. Desta forma, o principal mecanismo de rotura em regime com transporte sólido generalizado seria ultrapassado. O procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento conduz a um tamanho mediano maior.

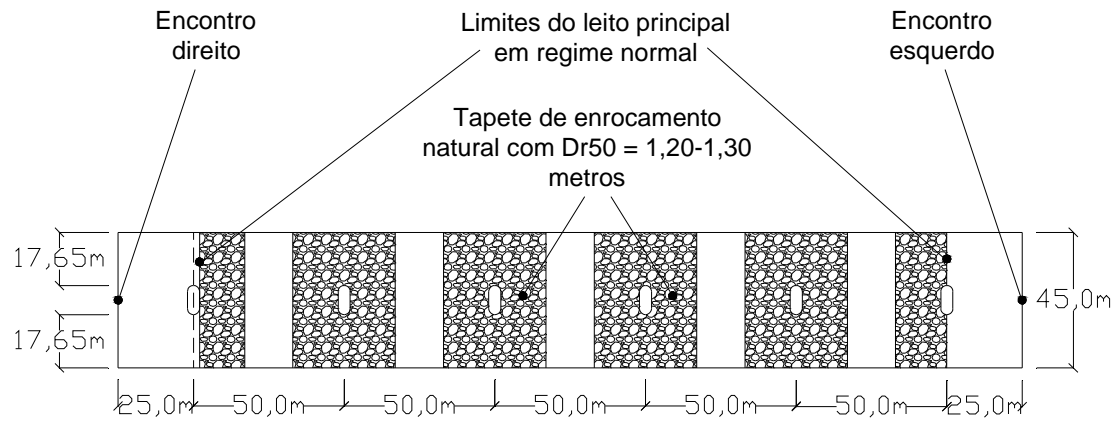


Figura 6.17 – Vista em planta do enrocamento natural para a protecção dos pilares da Antiga Ponte Hintze Ribeiro (Escala em planta não distorcida).

7

SÍNTESE, CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.**7.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES DA DISSERTAÇÃO.**

O estudo desenvolvido e apresentado ao longo desta dissertação permitiu compreender os vários mecanismos físicos que estão associados ao fenómeno da erosão em pilares de pontes. Foram apresentadas as várias formas de erosão fluvial, tendo-se dado especial destaque à erosão local em pilares, e os vários parâmetros físicos que intervêm no desenrolar dos processos. É importante referir, pelo que foi apresentado ao longo do Capítulo 3, que a complexidade dos fenómenos e que o número de factores intervenientes são elevados e que, por isso, a sua quantificação é difícil. Destacam-se o efeito da velocidade do escoamento em condições sem transporte sólido generalizado, que está directamente relacionado com o caudal escoado, o efeito dos tempos cinemático e fisiográfico, o efeito da forma do pilar e da sua orientação em relação ao escoamento de aproximação e o efeito do tamanho dos sedimentos do leito.

A necessidade de previsão destes fenómenos e da quantificação das profundidades de erosão é bastante importante para o engenheiro porque permite adoptar medidas que possam proteger a estrutura da ponte. Actualmente as ferramentas disponíveis são as expressões analíticas de carácter semi-empírico, a modelação numérica e a simulação em modelo físico. Como se pôde observar ao longo do Capítulo 4, as expressões analíticas são as que têm uma maior aplicação entre os projectistas devido à existência de inúmeras fórmulas e à facilidade de aplicação.

As expressões apresentadas no Quadro 4.12 devem ser aplicadas com algumas reservas, respeitando o mais possível as suas condições de aplicabilidade. Poderá ser muito perigoso considerar os seus resultados como válidos quando não se conhece bem os seus fundamentos. Esta situação é frequente na elaboração de estudos para projectos porque esta ferramenta de cálculo é de fácil aplicação e permite obter valores mais ou menos desejados. Ou seja, é possível encontrar uma expressão que, apesar de não se aplicar ao caso de estudo, valide a solução escolhida.

De modo a construir uma base de dados mais fiável e de maior interesse para as situações de projecto e/ou avaliação da estabilidade de pontes, apresentam-se as equações acompanhadas de síntese do conhecimento julgado mais relevante, que foi possível sobre as suas características. Contudo, nem sempre foi possível obter informações credíveis para esta avaliação, pelo que em alguns casos são apenas apresentadas as expressões.

Com o desenvolvimento das capacidades informáticas, os modelos numéricos ganharam um maior peso porque permitem a simulação de fenómenos cada vez mais complexos, produzindo resultados com maior validade do que era possível há algumas décadas atrás. De modo a facilitar a escolha de um modelo numérico para um determinado caso de estudo, seja a nível de projecto ou a nível da avaliação do estado comportamental de uma ponte, construiu-se uma tabela que relaciona, de forma directa os vários modelos com as suas principais capacidades e limitações, apresentada no Quadro 4.15. Desta forma, foi possível sintetizar num pequeno quadro bastante informação sobre alguns modelos, tornando a análise das potencialidades e limitações e a consequente escolha mais simples, adequada e rápida.

A síntese apresentada resulta de toda a informação recolhida sobre este tema que está compilada no Quadro 4.14. Mau grado a informação recolhida não ser completa, julga-se que, para uma primeira análise por parte do engenheiro será suficiente, permitindo tomar conhecimento e comparar as características do modelo requeridas para a resolução do problema.

A modelação física continua a ser a ferramenta mais completa e fiável para o estudo destes fenómenos. Contudo, o elevado tempo que envolve a modelação de vários cenários e os custos de construção e exploração fazem com que a sua aplicação na vida prática tenha, nas últimas décadas, sofrido uma redução à sua aplicação. Julga-se que a sua conjugação com a modelação numérica para análise de situações mais complexas do ponto de vista hidromorfológico, será fundamental para permitir avanços científicos.

Um dos objectivos desta dissertação é o desenvolvimento de uma proposta para metodologia de avaliação dos fenómenos de erosão em pilares de pontes porque, em situações correntes, o estudo nem sempre é feito de uma forma correcta, sendo, na maioria das vezes, aligeirado. Possivelmente, esta situação resulta de ser um problema que, em qual não é visível no dia-a-dia, e também pela falta de transmissão de conhecimento nesta área durante a formação académica do engenheiro. Desta forma, considerou-se ser conveniente desenvolver uma metodologia para o estudo destes casos, tornando mais fácil a avaliação, estabelecendo critérios uniformizados e, também, garantir que os estudos consideram todas as etapas principais. Ou seja, procurando promover a avaliação cuidadosa destes casos e permitir ao engenheiro uma nova ferramenta que contribua para aumentar a garantia de segurança deste tipo de estruturas.

O fluxograma apresentado na Figura 4.12 considera as três técnicas existentes hoje em dia para a previsão e quantificação dos problemas de erosão. Apesar de no quotidiano de um engenheiro algumas etapas serem muito difíceis de implementar, tentou-se construir uma metodologia que fosse a mais completa possível, de modo a que tenha validade no mais variado número de situações.

Também, foi desenvolvida uma proposta para uma metodologia de aplicação de modelos numéricos ao estudo da erosão em pilares de pontes, dado que existe uma crescente utilização desta ferramenta ao nível profissional. Pensa-se que desta forma se torna mais fácil, em situações de projecto ou em casos de pontes já existentes, a escolha e aplicação destes modelos.

Com os inúmeros modelos existentes no mercado, alguns deles de utilização livre, é tentador aplicá-los sem conhecer totalmente as suas capacidades e limitações. O fluxograma proposto procura orientar

o engenheiro no percurso das várias etapas numéricas de modo a que a escolha, aplicação e interpretação dos resultados obtidos seja feita de forma correcta. Com a tipificação destas análises garante-se que os estudos efectuados seguem um determinado critério e que não resultam apenas da facilidade de aplicação destas ferramentas.

O fluxograma apresentado na Figura 4.8 resulta da compilação e análise de vários métodos e de algumas aplicações observadas. Um dos objectivos prendeu-se com a ligação às expressões analíticas semi-empíricas, dado que, no caso de se possuir apenas um modelo de análise hidrodinâmica os dados obtidos podem ser introduzidos na aplicação das expressões. Contudo, poderão existir algumas etapas que necessitem de reformulações dado que, não se tendo aplicado qualquer modelo numérico, efectivamente não foi possível testar a metodologia desenvolvida.

Uma das conclusões que se pode retirar do estudo realizado é que não é possível eliminar por completo a ocorrência de erosões em pilares fundados em leitos aluvionares. Contudo, é possível adoptar algumas medidas de protecção e de prevenção que permitem reduzir estes impactos. A solução mais aplicada no terreno é a colocação de enrocamento natural em redor dos elementos de fundação para garantir que os sedimentos menores não são arrastados pela turbulência do escoamento.

Os métodos de dimensionamento existentes são algo inconsistentes porque produzem resultados bastante díspares. Esta conclusão foi retirada após a aplicação destes métodos ao caso da Antiga Ponte Hintze Ribeiro onde se obteve valores variando entre 3 e 165 centímetros para o tamanho mediano do material de enrocamento, para o caudal associado à cheia centenária. A recomendação para que se adoptem os resultados que indicam tamanhos de blocos de pedra superiores, parece ser prudente, para compensar esta inconsistência.

Existem várias outras técnicas de protecção como a colocação de gabiões e colchões Reno, geo-sacos preenchidos com areia ou betão e blocos pré-fabricados de betão articulados. Referem-se as soluções de colares colocados nos pilares e de estacas sacrificiais. No Quadro 5.8 é apresentada uma síntese das várias medidas de protecção, com referência ao campo de aplicação e às principais vantagens e desvantagens.

Foi possível concluir que as soluções que produzem melhores resultados são aquelas que são tomadas ao nível do projecto de pontes, nomeadamente ao nível da escolha do local de implantação da estrutura, da forma e orientação dos pilares e da profundidade das fundações. São medidas preventivas que, acompanhadas de monitorização e inspecções regulares, em especial após a ocorrência de cheias, permitem reduzir o risco de rotura da ponte por fenómenos de infra-escavação.

O caso de estudo desta dissertação é correspondente à queda da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios. Desenvolveu-se um estudo para a avaliação das estimativas das profundidades de erosão esperadas para o local, uma proposta de uma solução mitigadora dos impactos provocados pelas alterações dos fundos e uma proposta para a construção de um modelo físico à escala que permita o estudo do sucedido.

No estudo das profundidades de erosão espectáveis para Entre-os-Rios deparou-se com algumas dificuldades na definição do valor de caudal ou dos caudais a considerar no estudo, da posição do leito do rio em relação à estrutura e da capacidade de restabelecimento morfológica do rio. Dado que não

existem normas ou recomendações vigentes em Portugal, adoptaram-se valores de caudal associados a diferentes períodos de retorno. Pelas recomendações encontradas em literatura estrangeira, especialmente em manuais americanos, e pelos critérios de dimensionamento usuais, considerou-se o caudal correspondente à cheia centenária como sendo o dominante.

A determinação das profundidades de erosão previsíveis para o pilar P4 da ponte foi realizada através da aplicação das expressões analíticas. Como se pode observar pelo Quadro 6.13 e pela Figura 6.15 os resultados produzidos são muito inconclusivos, obtendo-se valores entre os 2,0 e os 13,0 metros para um caudal de 8000 m³/s (associado à queda da ponte) e entre 2,2 e 13,0 metros para um caudal de 18000 m³/s (associado à cheia centenária). Como se pode compreender, a capacidade de previsão é bastante afectada, dado que o intervalo ser bastante alargado. Apesar de a incerteza poder ser elevada é recomendada a adopção dos valores mais conservativos para que o dimensionamento incorpore alguma margem de segurança.

Algumas expressões apenas consideram algumas variáveis como sendo influenciadoras do processo de erosão, produzindo resultados iguais para os diversos valores de caudal, apesar da gama de valores considerados variar entre 5000 e 18000 m³/s. Os estudos até agora desenvolvidos apontam para a existência de uma situação de equilíbrio, que se verifica após um determinado tempo em que o escoamento decorre em condições com transporte sólido generalizado. Contudo, pensa-se ser necessário aumentar os conhecimentos sobre esta matéria, dado que parece não ser completamente correcto considerar que os dois valores de caudal atrás referidos conduzam a profundidades de erosão semelhantes.

Uma outra insuficiência destes métodos de previsão prende-se com a incapacidade de estimar as profundidades resultantes de um hidrograma de cheia ou da sucessão de hidrogramas. A influência do efeito de persistência de caudais elevados não está correctamente estudada pelo que existe um elevado grau de incerteza nas estimativas a longo prazo e que deve ser considerado nos estudos efectuados.

O desenvolvimento de planos de inspecções subaquáticas e monitorização regulares às fundações das pontes é de grande importância porque aumenta o controlo sobre as alterações morfológicas, e permite implantar medidas de protecção atempadamente, diminuindo o risco de acidentes. As operações de inspecção são extremamente importantes após a ocorrência de cheias porque é quando se verificam as maiores profundidades de erosão. A elaboração e implementação destes planos é um campo com uma grande margem de progressão em Portugal.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.

Após o estudo desenvolvido ao longo desta dissertação e das conclusões apresentadas no subcapítulo anterior, pode referir-se que existe necessidade em aumentar os conhecimentos nesta área. Desta forma, sugerem-se as seguintes propostas para futuros estudos:

- melhoria das técnicas de previsão e quantificação das cavidades de erosão;
- avaliação da influência da sucessão de eventos de cheia pouco espaçados no tempo no desenvolvimento do processo de erosão – *efeito da persistência*;

- estudo da influência da forma do hidrograma de cheia, para um determinado caudal de cheia;
- análise da interacção entre as várias formas de erosão e o efeito da existência de pontos singulares a montante de pontes, como curvas ou confluências de rios;

Pelo referido anteriormente, a construção e exploração do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, cuja proposta foi apresentada no Capítulo 6, poderá dar um contributo importante para o estudo destes fenómenos, dado a grande complexidade dos processos hidrodinâmicos e hidromorfológicos que se desenvolveram na envolvente da ponte. Para além do estudo daquele caso particular e das condições que conduziram à queda da ponte, tal permitiria desenvolver uma análise global desta temática.

Desta forma, sugere-se o desenvolvimento de um projecto de execução para a realização do modelo físico e a sua posterior construção e exploração, constituindo um aprofundamento da proposta apresentada nesta dissertação.

BIBLIOGRAFIA.

Agrawal, A. K., Khan, M. A., Z. Yi (2007). *Handbook of Scour Countermeasures Designs*. New Jersey Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Alabi, Patrick D. (2006). *Time development of Local Scour at a Bridge Pier Fitted with a Collar*. A Thesis Submitted to the College of Graduate Studies and Research in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree Master of Science in the Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Canada.

A2P – Estudos e Projectos (2007). *Ponte Eiffel – Hidrodinâmica do Estuário do Lima. Estudo em Modelo Matemático*. CEHIDRO, Lisboa.

Brunner, Gary W. (2002). *HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual*. United States Corps of Engineering, Hydrologic Engineering Center, Davis, California.

Cardoso, António Heleno (1998). *Hidráulica Fluvial*. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Carmo, José Antunes do (2004). *Modelação em hidráulica fluvial e ambiente*. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Chanson, Hubert (1999). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. Butterworth-Heinemann, Oxford, United Kingdom.

Chase, Katherine J., Holnbeck, Stephen R. (2004). *Evaluation of Pier-Scour Equations for Coarse-Bed Streams*. United States Geological Survey, Reston, Virginia.

Couto, Lúcia Teixeira, Cardoso, António Heleno (2001a). Erosões Localizadas junto de Encontros e Pilares de Pontes. Parte I – Caracterização da Situação de Referência. Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Volume 22, Número 1, Páginas 65-74, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Lisboa.

Couto, Lúcia Teixeira, Cardoso, António Heleno (2001b). *Erosões Localizadas junto de Encontros e Pilares de Pontes. Parte II – Da Situação de Referência à Prática*. Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Volume 22, Número 1, Páginas 75-86, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Lisboa.

Delatte, Norbert, Storey, Chris (2003). *Lessons from the Collapse of the Schoharie Creek Bridge*. Proceeding for the Third Forensic Engineering Congress, American Society of Civil Engineers, San Diego, California.

Ettema, Robert, Kirkil, Gokhan, Muste, Marian (2006). *Similitude of Large-Scale Turbulence in Experiments on Local Scour at Cylinders*. Journal of Hydraulic Engineering, Volume 132, Janeiro, Páginas 33-40, American Society of Civil Engineers, ASCE, New York.

Fael, Cristina Maria (2007). *Erosões Localizadas junto de Encontros de Pontes e Respectivas Medidas de Protecção*. Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior.

King, Ian (2006). *Users Guide to RMA-2 WES, Version 4.5*. United States Corps of Engineering, Waterways Experiment Station, USA.

Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Schall, J. D., Clopper, P. E. (2001). *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures. Hydraulic Engineering Circular No. 23 (HEC-23) 2nd Edition*. Federal Highway Administration, Washington D.C.

Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Zevenbergen, L. W., Girard, L. G. (2007). *Countermeasures to Protect Bridge Piers from Scour*. Transportation Research Board, Washington D.C..

Lencastre, A., Franco, F. M. (1992). *Lições de Hidrologia*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

LNEC, Comissão de Inquérito ao Acidente (2001). *PONTE HINTZE RIBEIRO, EM ENTRE-OS-RIOS. Observação da estrutura após o acidente de 2001-03-04. Nota técnica 1/2001 – NOE e Nota técnica 37/2001 – NQ*, Ministério do Equipamento Social, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Melville, Bruce W., Coleman, Stephen E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado.

Molinas, Albert (2003). *Bridge Scour in Non uniform Sediment Mixtures and in Cohesive Materials: Synthesis Report*. Federal Highway Administration, Fort Collins, Colorado.

Mueller, David S., Wagner, Chad R. (2005). *Field Observations and Evaluations of Streambed Scour at Bridges*. United States Geological Survey, Louisville, Kentucky.

NAUE GmbH & Co. KG (2005). *Hydraulic Engineering*.

Pilarczyk, K. W. (2000). *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*. A. A. Balkema, Rotterdam.

Richardson, E. V., Davis, S. R. (2001). *Evaluating Scour at Bridges*. *Hydraulic Engineering Circular no. 18 (HEC-18) 4th Edition*. Federal Highway Administration, Washington D.C.

Rigby, Ted, Roso, Steven (2006). *2D or not 2D – Is That the Question! Rationalising Hydraulic Model Selection*. Floods – Our Future. 46th Annual Conference Floodplain Management Authorities of NSW, Lismore.

Rocha, João Soromenho, Lemos, Luís Leal, Dias da Silva, Vítor, Antunes do Carmo, José, Rebelo, Carlos Alberto (2004). *Perícia para indagar as causas do colapso da Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios*. Tribunal Judicial da Comarca de Castelo de Paiva, Castelo de Paiva.

Saathoff, Fokke (2003). *Geotechnical Engineering Handbook, Volume 2: Procedures. Geosynthetics in geotechnical and hydraulic engineering*. Ernst & Sohn, Berlin.

United States Corps of Engineering, USACE (1993), *HEC-6, Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs, User's Manual*. United States Corps of Engineering, Hydrologic Engineering Center, Davis, California.

United States Geological Survey, USGS (1999). *Bridge no. 539, Knik River, Old Glenn Highway. Step-Backwater Model and Bridge Scour Analysis*. United States Geological Survey, Water Resources Division, Alaska.

Veloso Gomes, Fernando, Moreno Delgado, Raimundo, Silva Cardoso, António (2001). *Queda da Ponte Hintze Ribeiro (Entre-os-Rios / Castelo de Paiva). Inquérito nº 44/2001 da Comarca de Castelo de Paiva. Relatório – Resposta aos quesitos e Esclarecimentos*. Procuradoria-Geral Distrital do Porto, Porto.

Wardhana, Kumalasari, Hadipriono, Fabian C. (2003). *Analysis of Recent Bridges Failures in the United States*. Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 17, Agosto, Páginas 144-150, American Society of Civil Engineers, ASCE, New York.

Yeo, E. H. (1991). *General Scour at Bridge Sites. Volume I*. University of Auckland, Auckland.

<http://delftsoftware.wldelft.nl>, acedido em 25-02-2008.

http://timesunion.com/specialreports/tu150/stories/graphics/weather_thruway.jpg, acedido em 06-02-2008.

<http://water.usgs.gov/wid/images/NY.figure.id.3.gif>, acedido em 06-02-2008.

http://water.usgs.gov/osw/images/SWFieldWork/03-017_04.jpg, acedido em 16-05-2008.

<http://www.armortec.co.uk/downloads/Armorflex.pdf>, acedido em 04-05-2008.

http://www.contech-cpi.com/media/assets/asset/galleryimage/4332/medium/Ajacks_scour1.jpg,
acedido em 04-05-2008.

http://www.contech-cpi.com/media/assets/asset/galleryimage/4333/medium/Ajacks_scour2.jpg,
acedido em 04-05-2008.

http://www.contech-cpi.com/media/assets/asset/galleryimage/4336/medium/Ajacks_scour5.jpg,
acedido em 04-05-2008.

<http://www.dhigroup.com/>, acedido em 25-02-2008.

<http://www.globalsecurity.org/military/library/policy/army/fm/5-430-00-1/fig6-66.gif>, acedido em 23-05-2008.

http://www.hrwallingford.co.uk/Equipment/EQ001A_Bed_profiler_Jan06.pdf, acedido em 11-06-2008.

http://www.maccaferri.pt/solutions/media/130_photo.jpg, acedido em 16-05-2008.

http://www.vaw.ethz.ch/applied_research/morphology/scour/wb_scour_prot_plunge_dietikon_weir,
acedido em 11-06-2008.

ANEXO A

Neste anexo são desenvolvidos os casos de acidente em pontes apresentados de forma sumária no Capítulo 1. Tentou-se descrever os processos que conduziram à rotura das estruturas e as eventuais medidas de mitigação adoptadas.

A.1. PONTE OHUTU, NOVA ZELÂNDIA, 1995.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local combinada com desassoreamento do leito do rio, devido a excessiva extracção de sedimentos.

Na passagem do dia 24 para o dia 25 de Dezembro de 1995 o Pilar E, pertencente à ponte rodoviária Ohutu, sobre o Rio Whakatane, na Nova Zelândia, sofreu um assentamento considerável, tornando a estrutura inutilizável (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A ponte foi construída durante a década de 1930 e tem um comprimento total de 201 metros, divididos por vãos de 13,4 metros. A superestrutura da ponte era formada por vigas de betão armado. Os cinco vãos existentes no extremo oeste resultam de uma extensão da ponte original (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os pilares possuem maciços de encabeçamento na base com 0,91 metros de altura, 3,2 metros de comprimento e entre 0,6 e 0,9 metros de largura. Estes são suportados por grupos de três a cinco estacas quadradas de betão com 0,35 metros de lado. O comprimento das estacas, medido a partir da base dos maciços de encabeçamento, segundo os dados de projecto, é superior a 10 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

As estacas da secção original da ponte têm um comprimento de 4,3 metros enquanto que as estacas do prolongamento chegam aos 8,4 metros, desde a base dos maciços de encabeçamento. O Pilar E, que provocou a rotura da ponte, era suportado por três estacas que se estendiam até uma profundidade de 4,8, 4,6 e 4,0 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A Figura A.1 ilustra o perfil longitudinal da ponte bem como as características de suporte dos pilares. Mais adiante, na Figura A.3, é possível observar as características dos pilares.

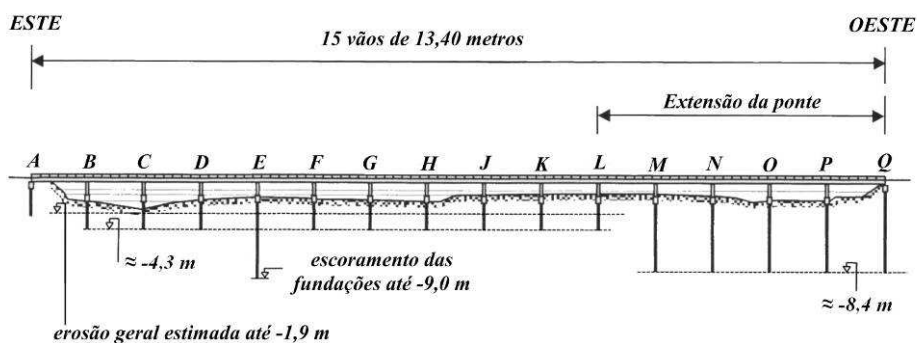


Figura A.1 – Perfil longitudinal da Ponte Ohutu e algumas das suas características (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Nos 15 anos anteriores à rotura da ponte existiu extracção considerável de areia, tanto a montante como a jusante do local da ponte. Este processo contínuo ao longo de vários anos e sem estudos de impacto sobre o sistema fluvial levou ao desassoreamento do rio em cerca de 2 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O rio possui vários meandros a montante da ponte estando a estrutura implantada numa curva à esquerda. A zona do extremo este da ponte, situado no exterior da curva, foi erodido pelo escoamento. O leito do rio é constituído por material aluvionar sem coesão, mais concretamente, gravilhas e areias (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A partir de registos de caudais ao longo de 38 anos determinou-se que o caudal correspondente à cheia centenária, no local da ponte, é de $2455 \text{ m}^3/\text{s}$. Na Figura A.2 é apresentado o hidrograma de cheia correspondente ao acidente de 1995.

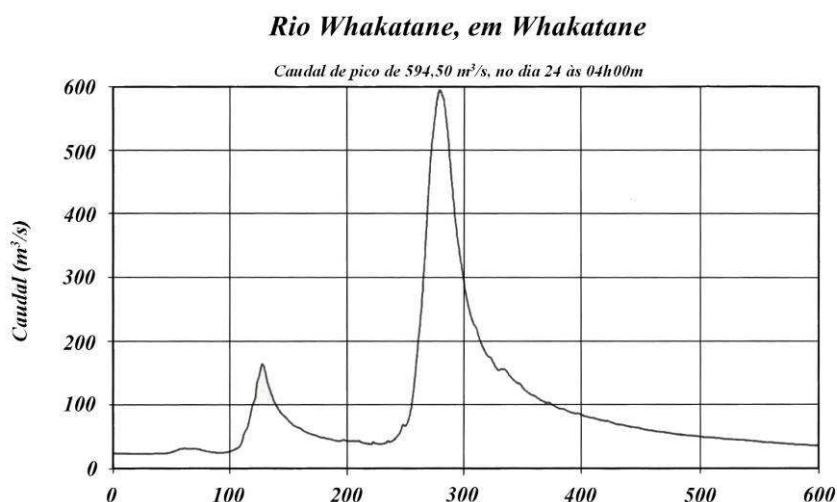


Figura A.2 – Hidrograma de cheia associado ao acidente na Ponte Ohutu, em 1995 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Estes valores foram registados numa estação de medição situada 21 kms a jusante da ponte. O caudal médio que é escoado no rio, na secção de medição, é de $57 \text{ m}^3/\text{s}$ e a média dos caudais máximos anuais é de $823 \text{ m}^3/\text{s}$. Durante o período decorrido entre 1956 e 1997, em dez situações o caudal registado foi superior a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ e o máximo caudal medido foi de $2314 \text{ m}^3/\text{s}$, em 1964. Como se pode observar o caudal que atravessava a ponte no momento da sua rotura é muito inferior aos caudais já registados (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Antes do acidente ocorrido já havia preocupações com possíveis problemas de erosão sobre os pilares junto à zona exterior da curva e estavam a ser estudadas medidas para proteger os pilares ameaçados. Contudo, devido a divergências sobre quem faria as obras de reparação, o processo atrasou-se e o Pilar E entrou em rotura, devido à concentração do escoamento sobre o extremo este da ponte. Registou-se um assentamento vertical de um pilar entre 0,6 e 0,7 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Devido ao desassoreamento do rio, a profundidade de cravação das estacas reduziu-se significativamente em relação ao inicialmente considerado. Quando os trabalhos de recuperação dos pilares foram iniciados o comprimento das estacas abaixo do leito do rio era de cerca de 2,4 metros, na zona construída na década de 1930. Na Figura A.3 é possível observar a erosão dos fundos do rio e o assentamento do Pilar E, que conduziu à rotura da estrutura.



Figura A.3 – Erosão dos fundos e deformação da ponte rodoviária Ohutu, em 1995. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Como medidas de recuperação e protecção da ponte contra futuros fenómenos de erosão colocou-se novas estacas de aço em forma de H, sob os pilares que estavam em maior exposição, com uma profundidade de 9 metros. Foi necessário redimensionar os maciços de encabeçamento. Esta medida consistiu numa solução de custo reduzido, com o objectivo de assegurar a integridade da ponte durante as cheias. Outra medida adoptada foi a colocação de estruturas a montante da ponte com o objectivo de redireccionar o escoamento, reduzindo a sua concentração sobre a zona exterior da curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A.2. HATCHIE RIVER, EUA, 1989.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte combinada com erosão por contracção lateral do escoamento.

No dia 1 de Abril de 1989 a parte norte da ponte inserida na Estrada Nacional 51, sobre o Rio Hatchie, perto de Covington, Tennessee, nos EUA, sofreu um colapso, causando a morte de 8 pessoas (LAGASSE ET AL. 2001).

A ponte foi aberta ao tráfego em 1936 (denominada ponte da margem norte) e era, nessa altura, constituída por 2 faixas de rodagem. A ponte tinha 1219 metros de comprimento, divididos por 143 vãos, e atravessava o rio e a maior parte do leito de cheia. Em 1974 uma segunda ponte (denominada ponte da margem sul), também com duas faixas de rodagem, foi adicionada à estrutura já existente, atravessando o leito principal do rio. A nova ponte possuía um comprimento total de 305 metros, divididos por 13 vãos. De notar que a largura do rio na secção das pontes sofreu uma redução de 1219 metros para 305 metros (LAGASSE ET AL. 2001).

A estrutura de fundação da ponte da margem norte era formada por pilares no leito principal do rio e na zona do leito de cheia. Os pilares do leito de cheia eram de madeira e atingiam uma profundidade de 6,1 metros e encastravam em estacas de betão. Os pilares do leito de cheia estavam a uma cota superior à dos pilares de betão do leito principal em cerca de 4,0 a 4,3 metros. Os fundos dos leitos principal e de cheia do rio são compostos por silte, areia e argila, que são matérias facilmente erodíveis (LAGASSE ET AL. 2001).

O Rio Hatchie é rodeado por terrenos que, ao longo do tempo, na zona da ponte de 1936, foram ocupadas pela água em situações de cheia, pertencendo ao leito de cheia do rio. Com a construção da nova ponte os encontros bloquearam o escoamento no leito maior do rio, situação que não se verificava com a ponte original. Com esta alteração deu-se uma concentração do escoamento no leito principal, direccionado para as duas pontes, o que causou uma instabilidade no sistema fluvial, originando a migração do leito principal do rio para o leito de cheia, situado na margem norte, da primeira ponte (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Ambas as pontes estão implantadas numa curva do Rio Hatchie. A migração do leito do rio para o leito de cheia a norte da ponte de 1936 está bem documentada. Entre 1931 e 1975 a taxa de migração foi de 0,24 metros em cada ano, entre 1975 e 1981, depois da construção da ponte da margem sul a taxa foi de 1,37 metros por ano, e entre 1981 e 1989 foi de 0,58 metros em cada ano. Em 1989, devido à excessiva migração do leito do rio, o pilar 70 situado no leito de cheia ficou exposto ao escoamento, o que se revelou bastante prejudicial à estrutura. A combinação da migração do leito e da erosão local levaram ao colapso do pilar e à queda de três vãos da ponte norte. A Figura A.4 representa um esquema estrutural da ponte norte e um perfil da migração do leito ao longo do tempo, entre 1934 e 1987 (LAGASSE ET AL. 2001).

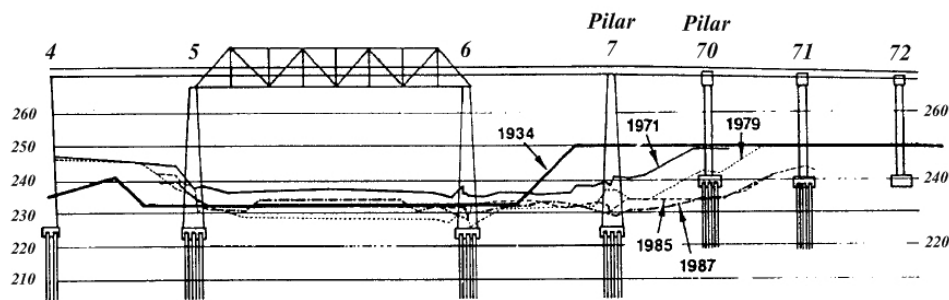


Figura A.4 – Esquema da ponte norte sobre o Rio Hatchie e perfil da migração do leito principal ao longo do tempo (adaptado de LAGASSE ET AL. 2001).

Na altura do colapso da ponte o caudal que atravessava a secção da ponte não era superior a $244 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondendo a um período de retorno de 2 anos, embora ocupasse o leito de cheia e fosse de longa duração (RICHARDSON E DAVIS 2001). O United States Geological Survey, USGS, estima que a cheia de 1989 esteve entre as dez cheias de maior duração no leito de cheia e que foi a maior desde 1974, ou seja, a maior desde a construção da ponte da margem sul (LAGASSE ET AL. 2001). O pico de cheia desse ano foi de $813 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a uma período de retorno de 3 anos (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Desde 1975, a ponte foi inspeccionada em intervalos de 24 a 26 meses, e a última inspecção tinha ocorrido em Setembro de 1987. Nos relatórios de 1979, 1985 e 1987 é referido a migração do rio, contornando o pilar 70. Contudo, a falta de um plano de inspecção e da correcta recolha de informação do projecto da ponte não permitiram aos inspectores avaliar a gravidade dos processos de erosão (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Devido aos critérios existentes na altura, a fundação não foi inspeccionada por mergulhadores, porque não estava submersa em mais de 3.0 metros. No relatório da National Transportation Safety Board, NTSB, vem que “...devia ter sido efectuada uma inspecção subaquática à fundação da ponte depois do relatório escrito em 1987 porque nele vinha relatado que os pilares de madeira, que não sofreram qualquer tratamento para aguentarem a exposição à água, estavam acima do leito do rio.” (RICHARDSON E DAVIS 2001).

A.3. SCHOHARIE CREEK, EUA, 1987.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte.

No dia 5 de Abril de 1987, a ponte sobre o Rio Schoharie, inserida na auto-estrada interestadual 90, perto de Albany, Nova Iorque, entrou em colapso, provocando a queda de 5 carros e matando 10 pessoas (LAGASSE ET AL. 2001).

A ponte foi construída em 1953, ficando concluída em Outubro de 1954. A estrutura da ponte era constituída por grupos de dois pilares, unidos por uma viga no topo e um maciço de encabeçamento na base, com sapatas estendidas sem apoio em estacas, em fundação directa. As dimensões das sapatas eram de 1,5 metros de altura, 5,5 metros de largura e 25 metros de comprimento (RICHARDSON E DAVIS 2001). O topo das sapatas encontrava-se à cota do leito do rio (LAGASSE ET AL. 2001). As sapatas assentavam em camadas de gravilha, areia e silte, havendo também um estrato composto por gelo que foi considerado não-erodível pelos projectistas. No entanto, ensaios realizados posteriormente com amostras do material em canais, mostraram que a camada entrava em processo de erosão para velocidades de 1,5 m/s e era muito erodível para velocidades superiores a 2,4 m/s. A análise em modelo tridimensional apontou velocidades no pilar 3, aquando da rotura, de cerca de 3,3 m/s (LAGASSE ET AL. 2001). Estes elementos estavam protegidos com enrocamento para acautelar futuros problemas associados à erosão (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Na Figura A.5 pode-se ver a estrutura da ponte e um esquema geológico do local.

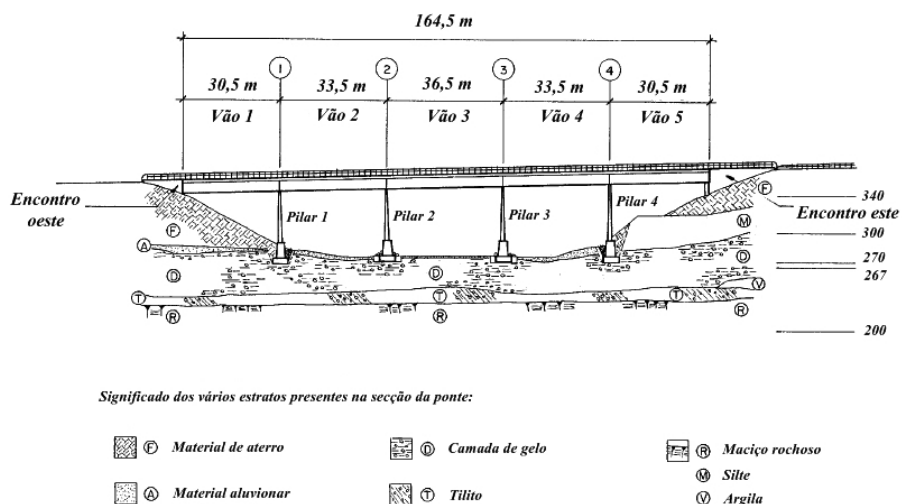


Figura A.5 – Esquema da estrutura da ponte e do perfil geológico do local de implantação. Vista de sul ou de montante (adaptado de LAGASSE ET AL. 2001).

Em 1955 a ponte aguentou uma cheia de caudal superior à cheia que originou o seu colapso em 1987. O caudal máximo que atravessou a sua secção em 1955 foi de 2084 m³/s, enquanto que em 1987 foi de 1759 m³/s, o que, segundo o indicado no Hydraulic Engineering Circular no. 23 (HEC-23), o último corresponde a um caudal com período de retorno de 70 a 100 anos (RICHARDSON E DAVIS 2001).

Contudo, desde a sua construção, em 1953, até ao seu colapso, a ponte sofreu várias situações de cheia, o que levou à remoção e destruição das camadas de enrocamento, não protegendo as fundações da erosão dos fundos (LAGASSE ET AL. 2001). Também, em 1963, foram construídas bermas a montante da ponte, o que fez aumentar a velocidade do escoamento. Devido a esta alteração no perfil longitudinal do rio a velocidade da cheia de 1987 poderá ter sido a mesma verificada na cheia de 1955, apesar do caudal inferior (DELATTE E STOREY 2003).

As Figuras A.6 e A.7 mostram fotografias do enrocamento do pilar 2 em 1956 e em 1977, respectivamente. Como se pode observar o volume de material sofreu uma diminuição acentuada. O escoamento é feito no sentido da direita para a esquerda (RICHARDSON E DAVIS 2001).



Figura A.6 – Enrocamento do pilar 2 da ponte sobre o Rio Schoharie, em Outubro de 1956 (RICHARDSON E DAVIS 2001).



Figura A.7 – Enrocamento do pilar 2 da ponte sobre o Rio Schoharie, em Agosto de 1977 (RICHARDSON E DAVIS 2001).

A 5 de Abril de 1987, durante as cheias da primavera, a ponte sobre o Rio Schoharie entrou em rotura. O colapso iniciou-se no pilar 3, conduzindo à queda dos dois vãos adjacentes (os vãos 3 e 4). Figura A.8 mostra uma fotografia da ponte após a queda do pilar 3 e dos vãos adjacentes. Noventa minutos depois, também o pilar 2 e o vão 2 colapsaram. A causa apontada para a queda do pilar 2 foi a obstrução ao escoamento provocada pelos destroços do pilar 3 e dos vãos 3 e 4, que direccionaram as águas para o pilar aumentando a velocidade sobre o elemento (DELATTE E STOREY 2003).



Figura A.8 – Queda do pilar 3 e dos vãos adjacentes, os vãos 3 e 4 da ponte sobre o Rio Schoharie (<http://water.usgs.gov>).

As causas da queda da ponte são atribuídas ao extenso processo de erosão dos fundos do rio nos quais o pilar 3 estava fundado. A vulnerabilidade da ponte ao processo de erosão deveu-se à baixa profundidade de fundação das sapatas, ao facto de a ponte estar fundada em solo erodível, composto por camadas de gravilha, areia e silte, ao facto das cavidades de erosão terem sido preenchidas com material erodível e não com material de maiores dimensões, e finalmente, devido à inadequada protecção de enrocamento, inspecção e manutenção das fundações (DELATTE E STOREY 2003).

Estudos realizados mais tarde em modelos bidimensionais concluíram que a profundidade estimada para a cavidade de erosão no pilar 3 da ponte era de 4,6 metros. Na Figura A.9 podem-se ver as cavidades de erosão verificadas nos locais de implantação dos pilares.



Figura A.9 – Fotografia das cavidades de erosão da ponte sobre o Rio Schoharie, em 1987, após o acidente. Em primeiro plano está o pilar 2 e em segundo plano está o pilar 3 (LAGASSE ET AL. 2001).

No relatório oficial do National Transportation Safety Board, NTSB,, a autoridade que investigou o acidente, apontou como causas da queda da ponte “...a incapacidade da New York State Thruway Authority, NYSTA, em efectuar uma correcta manutenção do enrocamento existente na base dos pilares, conduziu a fenómenos graves de erosão nos fundos sob as sapatas estendidas. Contribuíram para o acidente planos ambivalentes e especificações usadas na construção da ponte, um inadequado programa de inspecção pela NYSTA e inspecção inadequada pela NYSTA e pela Federal Highway Administration, FHWA. Para a gravidade do acidente contribuiu, também, a falta de redundância estrutural da ponte.” (RICHARDSON E DAVIS 2001).



Figura A.10 – Fotografia final do acidente ocorrido na ponte sobre o Rio Schoharie, em 1987 (<http://timesunion.com>).

A.4. PONTE BLACKMOUNT, NOVA ZELÂNDIA, 1980.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local dos pilares da ponte.

Entre os dias 25 e 26 de Agosto de 1980 um dos pilares da Ponte Blackmount, sobre o Rio Mararoa, na Nova Zelândia, atingiu a rotura provocando a deformação excessiva da superestrutura da ponte. Julga-se que o caudal na secção da ponte, aquando do acidente, era, de longe, o maior daquele ano (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A ponte permitia a passagem de tráfego rodoviário e a sua superestrutura consistia em asnas de aço e numa laje de piso de betão pré-fabricada. O seu comprimento era de 82 metros, com dois vãos de cerca de 34,4 metros e um terceiro vão com 13,2 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000). Um esquema da ponte é apresentado na Figura A.11.

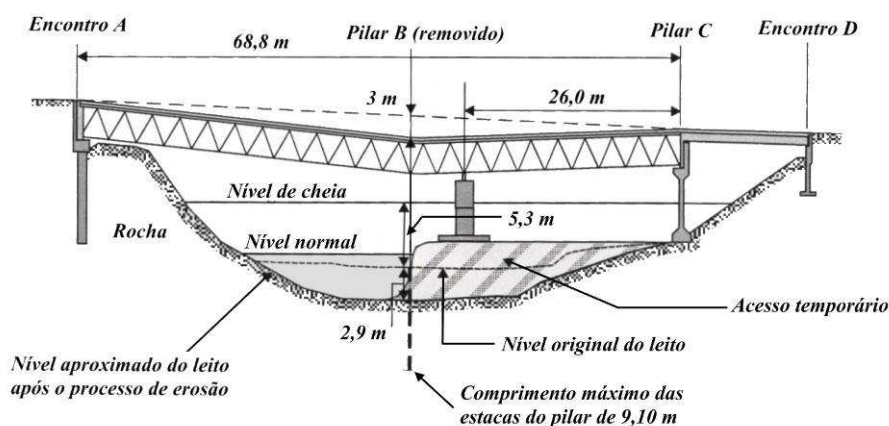


Figura A.11 – Esquema de rotura da Ponte Blackmount, em 1980 (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os pilares da ponte eram de betão armado do tipo parede, com dimensões em planta de 0,61 por 4,72 metros, com alturas de 8,84 e 4,88 metros para os Pilares B e C, respectivamente. Ambos os elementos possuíam maciços de encabeçamento na base com 1,1 metros de altura e dimensões em planta de 1,83 por 6,25 metros no caso do Pilar B, e 1,83 por 5,5 metros no caso do Pilar C (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O Pilar B era suportado por duas filas de quatro estacas quadradas de betão com 0,40 metros de lado e 9,1 metros de comprimento. O Pilar C assentava em duas filas de três estacas quadradas de betão com 0,40 metros de lado e 7,6 metros de comprimento. Na Figura A.12 é possível observar o descrito sobre o último pilar. Após estudos sobre o pilar que sofreu a rotura, o Pilar B, concluiu-se que as estacas não estavam à profundidade imposta pelo projecto. Uma possível explicação pode residir na dificuldade de escavação experimentada neste pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000).



Figura A.12 – Profundidade de erosão de 2 metros na Ponte Blackmount, em 1991. Visão para montante (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Devido aos níveis do rio estarem abaixo do inicialmente previsto a ponte não provocou qualquer constrição ao escoamento, tendo uma margem de segurança para escoar a cheia centenária. A estrutura está implantada numa zona do rio em que existe uma curva à direita, fazendo com que o escoamento se aproximasse da ponte com um ângulo de cerca de 60° com o seu eixo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A acumulação de detritos nos pilares da ponte, especialmente de árvores, era muito frequente (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Abaixo do nível de implantação do maciço de encabeçamento do Pilar B existia uma camada com cerca de 2 metros de espessura constituída por cascalho e seixos. Abaixo desta existia uma camada compacta com 11 metros de profundidade formada por areias e gravilhas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Como já foi referido, o caudal de pico de cheia foi muito superior ao verificado noutros eventos ocorridos nesse ano. O hidrograma de cheia associado ao acidente, medido numa secção situada 200 metros a montante da ponte, está representado na Figura A.13 e confirma o que foi dito na frase anterior. Com base nos registos existentes do período entre 1963 e 1996, não havendo dados entre 1968 e 1973, pode concluir-se que o caudal médio na secção de medição é $34 \text{ m}^3/\text{s}$, a média dos caudais máximos anuais é de $440 \text{ m}^3/\text{s}$ e que, em apenas três vezes, o caudal de $800 \text{ m}^3/\text{s}$ foi excedido (MELVILLE E COLEMAN 2000).

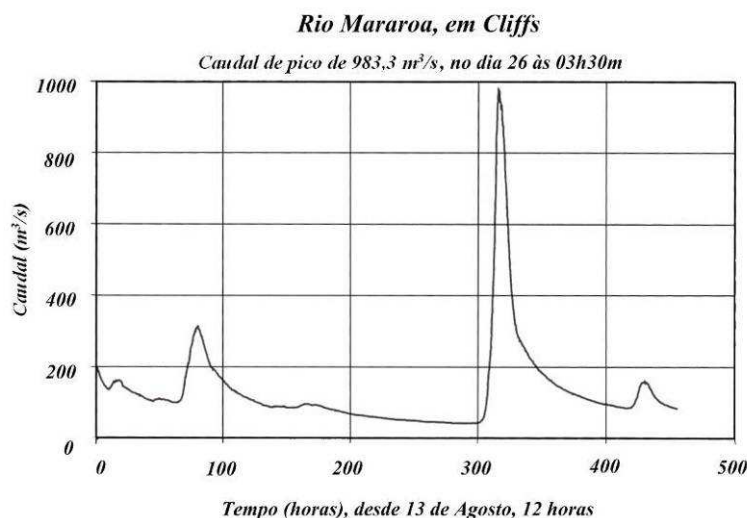


Figura A.13 – Hidrograma de cheia associado ao acidente de 1980, na Ponte Blackmount (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

A causa apontada para a rotura do Pilar B foi a obliquidade do escoamento em relação ao pilar, que provocou a erosão dos fundos em seu redor. Durante o cenário de cheia o Pilar B foi removido, conduzindo à deformação da superestrutura e do tabuleiro. A flecha máxima, atingida no local onde existia o pilar, foi de 3 metros. O encontro que envolvia o Pilar C, por também ter sofrido o processo de erosão na sua base, acabou por deslizar devido ao processo dinâmico de deformação da estrutura, expondo as estacas que suportavam o pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na secção da ponte todo o leito do rio foi erodido ao longo dos tempos. A profundidade máxima de erosão foi medida na zona onde existia o Pilar B, registando-se um valor de 2,9 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000). A Figura A.14 mostra o estado da ponte após a ocorrência do acidente. A deformação da estrutura é evidente.



Figura A.14 – A Ponte Blackmount após o acidente de 1980. O escoamento dá-se da esquerda para a direita (MELVILLE E COLEMAN 2000).

As medidas de protecção consideradas para a recuperação e estabilização da ponte foram a restituição do nível original do leito com recurso a material natural do local, a colocação de um novo Pilar B, a recolocação da camada de protecção em redor do Pilar C, a protecção de todos os pilares e encontros com enrocamento e a substituição da superestrutura por outra similar. O novo Pilar B foi construído com forma cilíndrica e de betão com 1,5 metros de diâmetro, encerrado numa estrutura cilíndrica, também de betão, com 1,91 metros de diâmetro. Este estaria fundado a uma profundidade de 12 metros abaixo do leito do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Foi colocado um colchão circular de enrocamento com uma profundidade de 3 metros com o objectivo de acautelar novos problemas de erosão. Nos restantes elementos também se colocou esta protecção (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Contudo, novos problemas de erosão voltaram a atacar a ponte, tendo ocorrido em 1991, o deslizamento do talude que envolvia o Pilar C. As consequências podem ser observadas na Figura A.12, sendo a profundidade de erosão nesse local de 2 metros. No novo Pilar B a profundidade registada foi de 3 metros. Na Figura A.15 é visível o enrocamento colocado em redor do Pilar B no ano de 1980 e a erosão existente no Pilar C (MELVILLE E COLEMAN 2000).

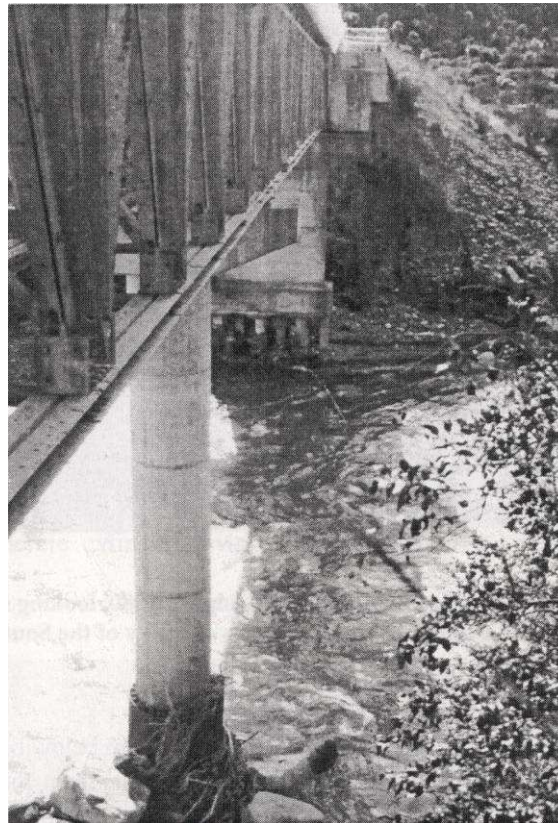


Figura A.15 – Profundidade de erosão de cerca de 3 metros no novo pilar central da Ponte Blackmount, em 1991. É visível o enrocamento de protecção. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A.5. MAHITAHİ RIVER, NOVA ZELÂNDIA, 1955.

Forma de erosão que interveio na rotura da estrutura:

Erosão local combinada com erosão por contracção lateral e por confluência do escoamento.

Em 2 de Fevereiro de 1955, um dos pilares da ponte sobre o rio Mahitahi, na Nova Zelândia, pertencente à auto-estrada estadual 6, sofreu um assentamento provocando a inutilização da estrutura e o seu encerramento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A ponte foi construída no ano de 1937 e é composta por duas faixas de rodagem. A sua estrutura consiste numa viga em T de betão armado, e com uma superestrutura formada por uma laje de vãos simples. Tem um comprimento total de 137 metros, com dois vãos de 14,7 metros e sete vãos centrais de 15,2 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000). Um esquema da ponte e da secção transversal do rio é apresentada na Figura A.16.

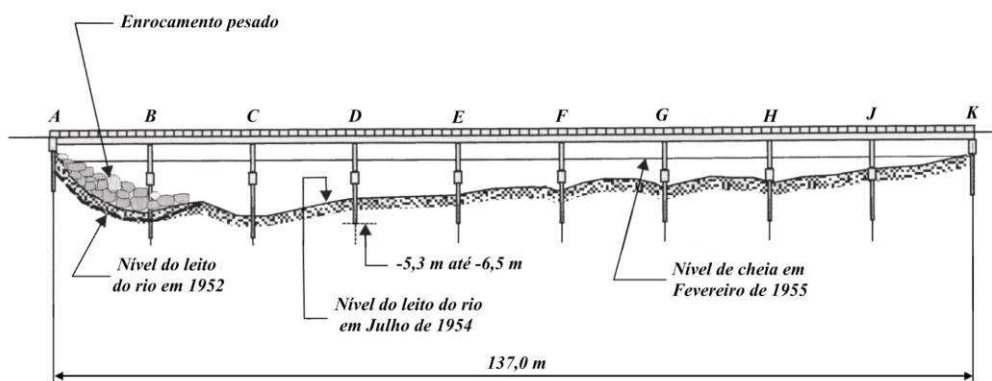


Figura A.16 – Esquema da ponte sobre o Rio Mahitahi, antes do acidente de 1955, olhando para montante (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os pilares da ponte são de betão armado com 0,46 metros de largura, 3,35 metros de comprimento e 3,81 metros de altura. Estes estavam assentes em conjuntos de quatro estacas de betão armado com uma forma octogonal com 0,4 metros de lado e com 9,1 metros de comprimento. Algumas das estacas não haviam sido cravadas totalmente, como por exemplo, no caso do Pilar D, que penetraram entre 5,3 e 6,5 metros abaixo do nível do leito adoptado no projecto de dimensionamento da estrutura. Um memorando de 1957 indica que, em certos pilares, é possível que cerca de 50 % das estacas estejam danificadas. É visível na Figura A.17 a inexistência de uma estaca no Pilar C. Na base dos pilares existem maciços de encabeçamento com dimensões de 0,61 metros de largura, 3,5 metros de comprimento e 1,0 metro de altura (MELVILLE E COLEMAN 2000).



Figura A.17 – A rotura da Ponte sobre o Rio Mahitahi, em 1955. O escoamento dá-se da direita para a esquerda (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em 1952, formou-se uma zona profunda no extremo mais a norte da ponte, nas proximidades do Pilar B, expondo as estacas quase na totalidade, deixando apenas 2,5 metros cravados no leito. Para resolver este problema foi colocado enrocamento à volta do pilar e no encontro adjacente de modo a proteger a fundação, como se pode observar na Figura A.16. Contudo, esta medida fez com que a escavação do leito fosse “empurrada” para os Pilares C e D (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A ponte foi construída sobre os leitos principal e de cheia do rio. Após a conclusão da estrutura o escoamento em cenários de cheia foi direccionado para o extremo norte da ponte devido à obstrução da parte mais a sul. Com a construção da ponte o rio passou a sofrer uma acentuada contracção, sendo referido num memorando de 1985 que o comprimento da estrutura deveria passar de 140 para 220 metros. Desta forma reduzir-se-ia a contracção do rio para níveis aceitáveis (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A montante da ponte ocorre uma separação do escoamento em dois leitos do rio que conflui ainda antes de atingir a secção da ponte. Este fenómeno faz com que o escoamento, ao aproximar-se da estrutura, faça um ângulo entre 60° a 80° com o seu eixo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O rio transporta muitos detritos que se acumulam frequentemente nas estacas expostas sob os pilares (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O leito do rio é formado por seixos com uma dimensão representativa de cerca de 100 a 150 milímetros. Informação retirada da cravação inicial das estacas mostra que a uma profundidade de cerca de 5 a 6 metros existia uma camada mais resistente com cerca de 1,5 a 1,8 metros, que se julgava ser areia compacta (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Através de técnicas de previsão de cheias na região calculou-se que a média anual de caudais e o caudal correspondente a um período de retorno de 100 anos é 800 m³/s e 1600 m³/s, respectivamente. Com base nestes estimativas determinou-se que o evento de cheia aquando da queda da ponte correspondia a um período de retorno de 15 anos, com um valor de caudal de 1200 m³/s. A altura do escoamento era de 2,6 metros acima da base dos maciços de encabeçamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A rotura da ponte aconteceu quando o Pilar D assentou 1,2 metros, provocando a inutilização do tabuleiro. Este acontecimento é perfeitamente visível na Figura A.17. As causas que justificam a rotura da estrutura devem-se à erosão do leito do rio, principalmente provocada pela contracção e pela

confluência do escoamento. A isto junta-se a erosão local provocada pela existência do pilar, amplificada pela acumulação de detritos e pela obliquidade do escoamento (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em 1937 o leito médio do rio encontrava-se a 0,43 metros abaixo da base dos maciços de encabeçamento dos pilares, sendo o nível aproximadamente constante ao longo da secção. Sondagens realizadas após o acidente de 1955 mostraram que as estacas dos Pilares C e D estavam enterradas no leito cerca de 1,5 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em 1982 e 1983 o nível médio do leito estava 2,5 e 3,25 metros abaixo da base dos maciços de encabeçamento, respectivamente. A profundidade de erosão aumenta quando se percorre o leito do rio desde a extremidade mais a sul para a oposta, atingindo-se um máximo de 5,3 metros entre os Pilares B e C, em 1982. Em 1983 este valor aumentou para 7 metros (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Após o acidente de 1955 a ponte sofreu alterações colocando-se novas estacas sob os pilares. Nos Pilares C a J, foram adoptadas estacas de aço em forma de H encerradas num cilindro de betão, tendo sido colocadas duas linhas de duas estacas em cada pilar. Provavelmente as estacas penetraram cerca de 9 metros no leito, correspondendo ao nível original proposto. O Pilar D foi colocado ao nível correcto e o Pilar B, que foi considerado não sujeito a problemas de erosão, protegido com material rochoso de grande peso. A Figura A.18 permite observar as alterações efectuadas na estrutura (MELVILLE E COLEMAN 2000).



Figura A.18 – A Ponte rodoviária sobre o Rio Mahitahi, em 1985, após as alterações.
O escoamento dá-se da esquerda para a direita (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em 1986, várias opções foram consideradas para acautelar futuros problemas provocados pelo fenómeno da erosão. A solução adoptada foi a colocação de um tapete de protecção com enrocamento imediatamente a jusante da ponte. Com isto pretendia-se o controlo da velocidade do escoamento, reduzir o efeito da confluência das correntes e a turbulência no local, promover a protecção directa dos pilares que passam a estar envolvidos nas rochas e fomentar a deposição de sedimentos a montante da ponte. Esta estrutura de protecção é apresentada na Figura A.19 e, em 1996, após observação, mostrou-se capaz de controlar com sucesso o nível do leito do rio (MELVILLE E COLEMAN 2000).



Figura A.19 – Protecção da Ponte sobre o Rio Mahitahi, em 1996. O escoamento dá-se da esquerda para a direita (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Anexo B

Este anexo é um complemento aos Capítulos 3 e 4. Aqui são apresentados alguns dados de vários investigadores que constituíram a base das formulações dos parâmetros adimensionais da Equação de MELVILLE E COLEMAN 2000.

B.1. PARÂMETRO QUE RELACIONA A PROFUNDIDADE DE ESCOAMENTO E O TAMANHO DO PILAR, K_{HB}

Quadro B.1 – Condições de ensaio para determinação de K_{hb} (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Condições impostas	Influência no ensaio
$U / U_c \approx 1$	Velocidade do escoamento
$b / D_{50} > 50$	Tamanho dos sedimentos
$\sigma_D < 1.3$	Uniformidade das partículas
Pilares circulares	Forma dos pilares
$\theta = 0^\circ$	Direcção do escoamento
Canais rectangulares	Campo de velocidades
Tempo necessário para atingir uma situação de equilíbrio	Estabilização do processo

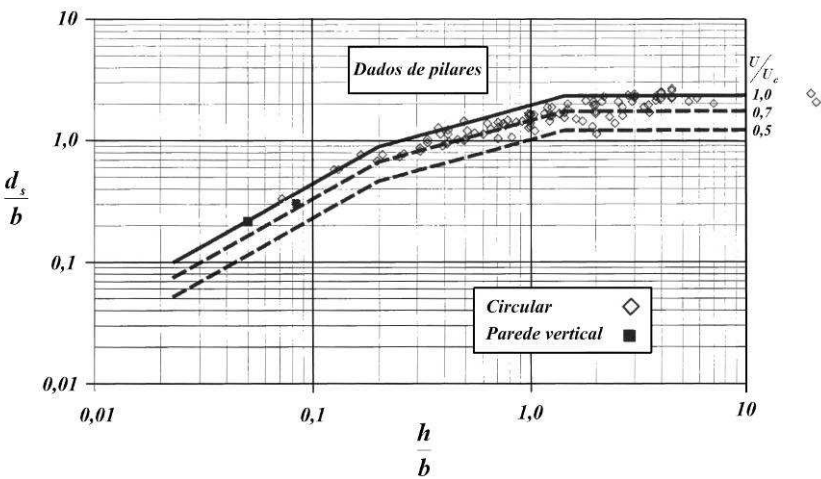


Figura B.1 – Influência da profundidade do escoamento na erosão local num pilar (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

B.2. PARÂMETRO DA INTENSIDADE DO ESCOAMENTO, K_U .

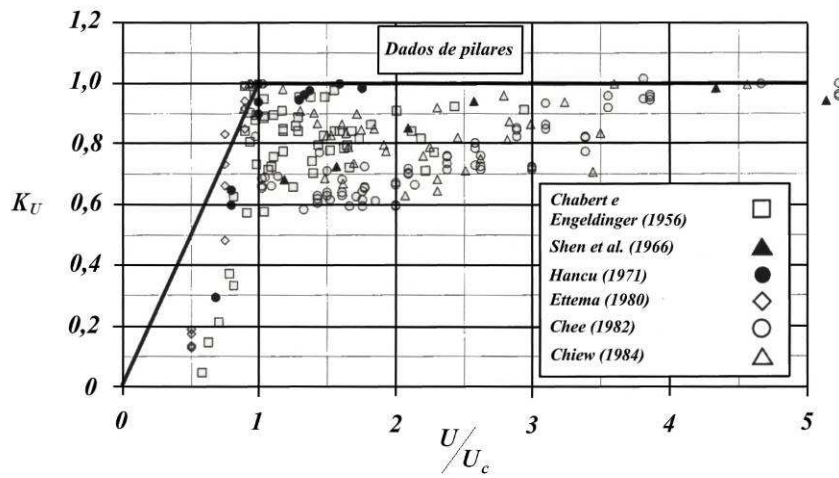


Figura B.2 – Influência da velocidade do escoamento na erosão local num pilar, em leitos com sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

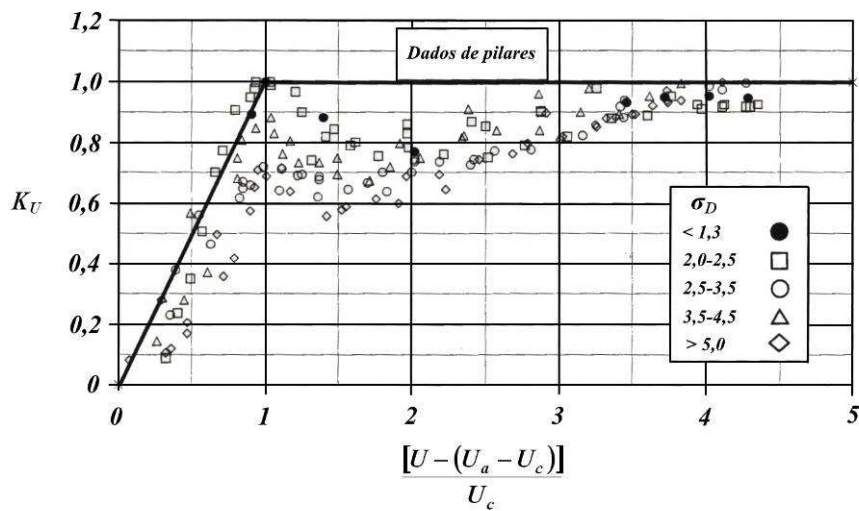


Figura B.3 – Influência da velocidade do escoamento na erosão local num pilar, em leitos com sedimentos não uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

B.3. PARÂMETRO RELATIVO AO TAMANHO DOS SEDIMENTOS, K_D .

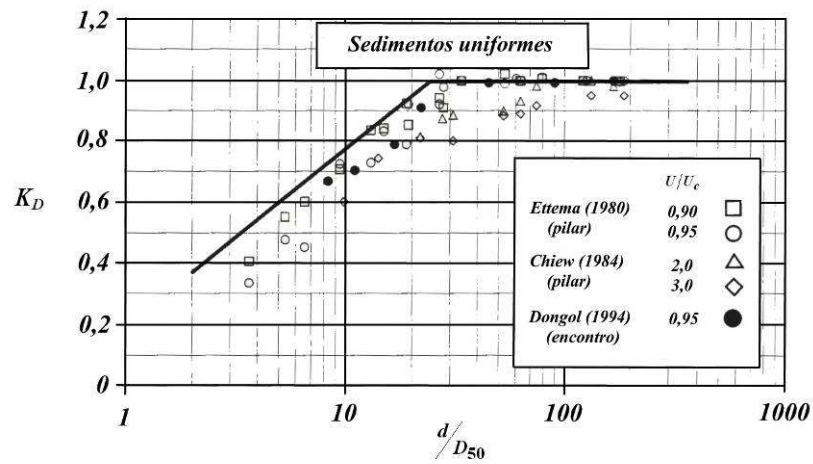


Figura B.4 – Influência do tamanho dos sedimentos do leito na erosão local num pilar, em leitos com sedimentos uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

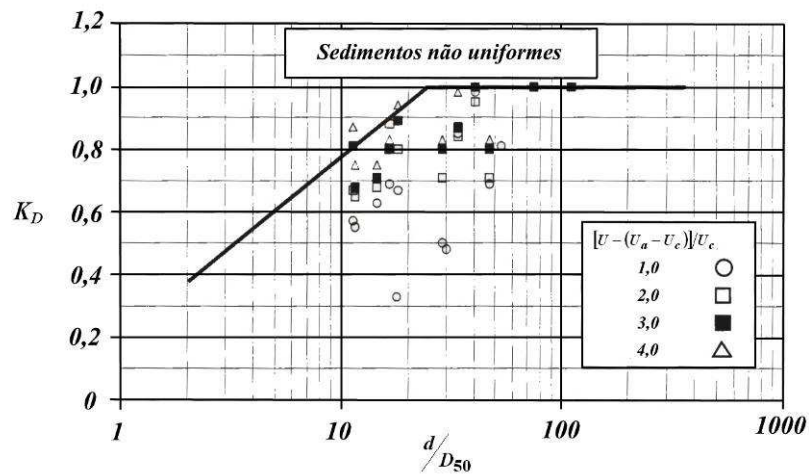


Figura B.5 – Influência do tamanho dos sedimentos do leito na erosão local num pilar, em leitos com sedimentos não uniformes (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Anexo C

Neste anexo é feita uma descrição detalhada dos vários modelos numéricos apresentados e estudados no Capítulo 4. Tentou-se criar uma estrutura de organização da informação similar para todos os modelos mas nem sempre se conseguiu, devido às singularidades de alguns.

C.1. HEC-RAS (UNITES STATES ARMY CORPS OF ENGINEERING, USACE).

Classificação do modelo

Modelo unidimensional ou *quasi*-bidimensional.

Objectivo principal

Avaliar as variações da superfície livre do escoamento em todos os locais de interesse para um dado cenário de cheia, em regime permanente, e definir a hidrografia do sistema fluvial, em regime não permanente.

Componentes hidráulicas unidimensionais

1) Avaliar o escoamento com superfície livre em regime permanente. 2) Simulação do escoamento em regime não permanente. 3) Calcular o transporte de sedimentos e movimento das fronteiras sólidas do canal.

Capacidades das três componentes hidráulicas em análise

1) Determinação de perfis da superfície livre de escoamentos gradualmente variados; pode avaliar um rio ou um sistema composto por vários rios; capaz de simular regime lento, regime rápido e uma situação composta pelas duas possibilidades. 2) Capaz de simular uma situação de regime não permanente num conjunto de rios. 3) Pretende simular o transporte de sedimentos e as alterações da configuração das fronteiras do escoamento resultantes de processos de erosão e sedimentação ao longo do tempo. Trabalha com fracções de granulometria o que permite incorporar a formação de camadas de protecção e a não uniformidade de sedimentos.

Dados de base necessários

1) Dados da geometria: secções transversais representativas, comprimento das linhas de água, coeficientes de perda de energia (rugosidade de Manning, alargamento ou contracção do escoamento, entrada em galerias), junção e separação de linhas de água e elementos estruturais que atravessem o rio (pontes, diques, obstruções). 2) Análise em regime permanente: regime de escoamento, condições de fronteira (níveis de escoamento conhecidos, altura crítica, altura normal e curvas de vazão) e

hidrograma de cheia, com especial interesse para o pico de cheia. 3) Análise em regime não permanente: condições de fronteira (altura crítica, altura normal, curvas de vazão e cenários de cheia) e condições iniciais (cheia e níveis de escoamento).

Limitações do modelo em regimes não permanentes

As limitações são implícitas à formulação analítica que constitui a base do modelo, ou seja, o regime é considerado permanente. Também, o escoamento é gradualmente variado excepto em pontos singulares, é unidimensional, ou seja, despreza as componentes da velocidade nas direcções secundárias e o leito dos rios têm de ter inclinações suaves.

Capacidades de previsão de profundidades de erosão

Cálculo da profundidade total de erosão junto a uma ponte. Compreende três componentes: assoreamento e desassoreamento, erosão por contracção lateral do escoamento e erosão local. Na versão analisada não é possível calcular a primeira componente, pelo que deverá ser determinada anteriormente. Para a análise da erosão é necessário definir a secção da ponte e o rio a montante e jusante da ponte para que não influencie as condições de fronteira. As equações usadas no cálculo são as equações recomendadas em RICHARDSON E DAVIS 2001.

Cálculo da profundidade de erosão

Erosão por contracção: quatro cenários de ocorrência do estreitamento e separação entre erosão com e sem transporte sólido. Erosão local nos pilares: a erosão é calculada através da equação CSU e da equação proposta por Froehlich. Erosão total: soma das três componentes descritas anteriormente que é calculada automaticamente pelo modelo (BRUNNER 2002), (RIGBY E ROSO 2006).

C.2. HEC-6 (UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERING, USACE).

Classificação do modelo

Modelo unidimensional.

Objectivo principal

Simulação das alterações do perfil de canais em superfície livre devido a fenómenos de erosão e/ou processos de sedimentação.

Aplicações do modelo

Simulação da superfície livre e da linha de energia do escoamento, modelação da erosão e sedimentação, simulação do transporte de sedimentos e modelação da geometria do rio.

Capacidades do modelo

Capacidade de análise de um sistema de canais, albufeiras e diques, e a possibilidade de usar várias fórmulas de cálculo do transporte de sedimentos. O modelo simula os sedimentos que constituem o leito do rio e os sedimentos em suspensão, mantendo uma relação entre a quantidade de partículas presentes no seio do escoamento e as presentes no fundo do rio, através da abordagem de Einstein. Definidas as características hidráulicas do rio e do material é possível calcular a quantidade de sedimentos transportados. É necessário estabelecer as condições de fronteira do estudo, sendo permitido a inclusão de pontos de entrada de caudal sólido e líquido, como, por exemplo, nas confluências do rio com os seus afluentes. É definida uma curva de vazão de sedimentos em função do caudal líquido. É capaz de trabalhar com sedimentos divididos por fracções.

Dados de base necessários

Informação sobre a secção transversal ao longo do rio e dados do perfil longitudinal, características das partículas sedimentares e séries temporais de entrada de caudais nas fronteiras e considerações dos sedimentos. Em cenários de cheia em que os caudais sólidos transportados são consideráveis, o passo de cálculo deve ser apertado para que haja uma correcta avaliação dos processos envolvidos.

Pontos fortes do modelo

Simula a passagem de sedimentos em cada secção definida e o volume de partículas que é depositado ou erodido, permite a alteração das condições hidráulicas e sedimentares ao longo da simulação e pode constituir uma ferramenta de dimensionamento e análise de canais ou dragagens em albufeiras.

Limitações do modelo

Não é capaz de simular cenários de desenvolvimento de meandros ou distribuição lateral de sedimentos ao longo de uma secção transversal, não simula a densidade nem correntes secundárias. A

sua concepção está vocacionada para análises a longo prazo de processos de erosão e/ou sedimentação, sendo necessário um uso cuidadoso no estudo de eventos isolados de cheia. Não permite o transporte de sedimentos entre rios divergentes. O modelo só permite que haja uma junção entre canais ou um ponto de entrada de caudal entre duas secções consecutivas.

Simplificações efectuadas

No cálculo das quantidades de sedimentos, através dos algoritmos existentes, o modelo considera que o equilíbrio é atingido em cada passo de cálculo. A secção transversal é dividida em duas partes, sendo que uma parte é considerada uma secção móvel e a outra fixa. A subida ou descida do nível da secção molhada é feita como um todo, não correspondendo à situação real. Contudo, existe uma possibilidade de dividir a secção em camadas, após a ocorrência da deposição de sedimentos. As irregularidades do leito do rio não podem ser simulada, sendo a variação da rugosidade de Manning consoante o caudal descarregado, a melhor aproximação (USACE 1993).

C.3. MIKE 11 (DANISH HYDRAULICS INSTITUTE, DHI).

Classificação do modelo

Modelo unidimensional ou quasi-bidimensional.

Aplicações do modelo

Análise de cheias, previsão de cheias em tempo real, análise da rotura de barragens, optimização de barragens e comportas, operação de estruturas, avaliação da qualidade da água, estudos do transporte de sedimentos e da morfologia do rio e intrusão salina em rios e estuários.

Módulos disponíveis no modelo

1) Hidrodinâmico. *2)* Extensão GIS. *3)* Precipitação e hidrologia. *4)* Operação de estruturas. *5)* Rotura de barragens. *6)* Calibração automática. *7)* Transferência e dispersão. *8)* Sedimentos não-coesivos. *9)* Sedimentos coesivos. *10)* Modelação ecológica. *11)* Estratificação. *12)* Tempo real.

Descrição dos módulos mais importantes

1) Módulo hidrodinâmico (HD): é o “coração” do modelo e contém vários métodos computacionais para o estudo de regimes permanentes e não permanentes. Permite, também, uma análise quase bidimensional do escoamento em leito de cheia. Aplica-se a escoamentos com condições homogêneas no plano vertical, variando desde rios inclinados até estuários. Através de um esquema numérico é possível definir as condições, tanto para regimes lentos, como para regimes rápidos, que se adapta consoante as características locais do escoamento. As equações não-lineares completas de Saint-Venant são resolvidas entre os pontos da malha adoptada e em diversos intervalos de tempo. Possui várias fórmulas de cálculo aplicadas a determinados pontos singulares, permitindo a sua inclusão no estudo. *8)* e *9)* Módulos de sedimentos (ACS/ST/GST): este módulo permite a interacção entre a água e os sedimentos, podendo estes ter coesão ou não. A aplicação reside no estudo de mudanças a longo prazo na morfologia do rio, erosão, transporte e deposição de sedimentos poluídos, optimização e manutenção de dragagens do canal, gestão de sedimentos em rios e barragens e projectos de restituição de rios. Existem três categorias de análise dos sedimentos: MIKE 11 ACS, para simulação avançada de erosão, deposição e transporte de sedimentos coesivos (argilas, siltes), MIKE 11 ST, para simulação de erosão, deposição e transporte de sedimentos não-coesivos (areias, gravilhas, cascalho), e o MIKE 11 GST, para simulação de erosão, deposição e transporte de sedimentos não-uniformes (argilas, siltes, areias, gravilhas, cascalho).

Dados necessários

1) Módulo hidrodinâmico: definição do perfil longitudinal do rio, dados dos perfis das principais secções transversais, curva de caudais na fronteira de montante, curvas de vazão ou níveis do escoamento a jusante da área de estudo e coeficientes de rugosidade capazes de simular as condições envolventes do rio, incluindo os leitos de cheia. *8)* Módulo de sedimentos: série temporal da concentração de material suspenso na fronteira de montante, velocidade de queda das partículas, altura da camada inicial do leito, densidade seca das camadas. *9)* Módulo de sedimentos: tamanho das

partículas e respectivo desvio padrão, densidade e porosidade dos sedimentos, equação de transporte de sedimentos (Engelund-Hansen, Ackers, Van Rijn, Meyer Peter ou Muller) como condição de fronteira de montante, caso seja necessário, o transporte de sólidos, a configuração do fundo ou alterações conhecidas da batimetria.

Resultados da aplicação

1) Módulo hidrodinâmico: registo dos caudais na área de estudo, registo dos níveis do escoamento verificados, conhecimento das áreas inundadas, determinação da velocidade nas várias secções do estudo. 8) Módulo sedimentar: concentração dos sedimentos em suspensão, altura da camada existente no fundo, massa dos sedimentos nas diferentes camadas constituintes do fundo. 9) Módulo sedimentar: taxa de transporte de sedimentos, transporte acumulado de sedimentos, configuração dos fundos (dependente dos dados introduzidos).

Expressões que constituem o módulo

1) Módulo hidrodinâmico: equações de Saint-Venant da conservação da massa líquida e da quantidade de movimento. 9) Módulo sedimentar: equação de Exner e equação da conservação da massa sólida.

Calibração do modelo

1) Módulo hidrodinâmico: é necessário calibrar o modelo para que reproduza a situação real existente. A calibração consiste na introdução de coeficientes de rugosidade ao longo do perfil longitudinal do rio e ao longo das várias secções transversais introduzidas. 8), 9), Módulos sedimentares: coeficientes de dispersão, tensões tangenciais críticas, coeficientes e poder de erosão (RIGBY E ROSO 2006), (www.dhigroup.com).

C.4. RMA-2 (UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERING, USACE).

Classificação do modelo

Modelo bidimensional.

Objectivo principal

Modelo hidrodinâmico capaz de simular e estudar os níveis e as componentes horizontais da velocidade do escoamento, em regime de superfície livre e regime lento. É utilizado dentro do sistema SMS (Surface Modelling System).

Base teórica

O modelo resolve as equações da hidrodinâmica de águas pouco profundas integradas na vertical, na sua forma não linear, incluindo os termos convectivos, uma parametrização quadrática do atrito de fundo (através das expressões de Chézy ou de Manning) e viscosidade cinemática variável no espaço. Resolve as equações de Navier-Stokes na forma de Reynolds, para escoamentos turbulentos.

Aplicações do modelo

O modelo tem sido aplicado na avaliação de elevações da superfície livre e na distribuição de velocidades ao contornar ilhas, escoamentos que atravessam a secção de pontes, tendo um ou mais vãos de passagem, em contracções e alargamentos de rios, confluências de rios e nas situações de rios, estuários e albufeiras em geral.

Simplificações efectuadas pelo modelo

O modelo foi concebido para análise de problemas a uma escala bastante alargada em que as acelerações verticais do escoamento podem ser desprezáveis e os vectores velocidade apontam na mesma direcção em toda a coluna de água e ao longo do tempo. Considera um fluido homogéneo no plano vertical e em regime de superfície livre.

Capacidades do modelo

É capaz de reconhecer erros nas especificações introduzidas, aceita grandezas com medidas no Sistema Internacional e no Sistema Inglês e tem em conta os efeitos da aceleração de Coriolis. É capaz de introduzir as tensões induzidas pelo vento e permite a simulação de eventos de cheia ou de seca. Aceita uma grande variedade de condições de fronteira em cada ponto, tais como, ângulo, componentes da velocidade, elevações da superfície livre, caudal, curva de marés, curvas de vazão, direcção do vento e características dos materiais.

Limitações do modelo

O modelo trabalha considerando uma distribuição hidrostática de pressões, considera as acelerações verticais desprezáveis e efectua uma análise bidimensional no plano horizontal. Não foi projectado para estudos a uma escala reduzida, ou seja, numa análise em que o escoamento está sujeito a vórtices, vibrações ou acelerações verticais de grande importância. Os efeitos da estratificação do escoamento estão para além das capacidades do modelo (KING 2006), (A2P 2007).

C.5. MIKE 21 C (DANISH HYDRAULICS INSTITUTE, DHI).

Classificação do modelo

Modelo bidimensional curvilíneo.

Aplicações do modelo

Análise das alterações morfológicas em rios e estuários. As aplicações típicas deste modelo consistem no estudo do padrão de escoamento e de transporte de sedimentos em rios e leitos de cheia, erosão das margens e em curvas em rios com meandros, erosão e sedimentação geral, erosão por contracção e por confluência de escoamentos, formação de novos leitos e barras em rios e impacto na morfologia do rio devido a alterações impostas pelo Homem.

Módulos disponíveis no modelo

1) Modelo hidrodinâmico. 2) Modelo de advecção-dispersão. 3) Modelo de transporte sedimentar. 4) Modelo de configuração do leito do rio / resistência ao escoamento (morfologia a pequena escala). 5) Modelo de erosão de margens. 6) Modelo de morfologia a grande escala. Estes modelos podem correr em simultâneo permitindo a conjugação de informação obtida em cada um dos módulos, permitindo a variação das grandezas ao longo do estudo.

Descrição dos módulos mais importantes

1) Módulo hidrodinâmico: o modelo hidrodinâmico simula a variação do nível da água e o escoamento em rios e estuários. Os cálculos consistem na resolução das expressões dinâmicas da Mecânica dos Fluidos através da integração vertical das equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento (equações de Saint-Venant) em duas direcções. É possível a introdução da aceleração do escoamento, de gradientes de pressão, de tensões tangenciais no leito do rio, de forças de Coriolis, da força do vento, da curvatura do escoamento e de correntes helicoidais nas expressões que constituem a base de cálculo do modelo. 3) Modelo de transporte sedimentar: Conjuntamente com a formulação matemática do transporte de sedimentos segundo duas direcções, este módulo pode ser separado em transporte de sedimentos do leito do rio ou de sedimentos em suspensão, permitindo simular a evolução dinâmica da configuração dos fundos do rio. Este módulo permite também incorporar o movimento de partículas devido às correntes helicoidais. Permite a separação por fracções de sedimentos resultante das diferenças do tamanho das partículas, o que permite considerar a existência de camadas de protecção das partículas. 5) Erosão das margens: Este módulo permite simular em paralelo a erosão das margens e incluir os sedimentos que resultam deste último processo, na análise do transporte de partículas e da hidrodinâmica. 6) Morfologia a grande escala: este módulo permite o estudo das variações do leito do rio e das suas margens ao longo de um largo espaço de tempo. O modelo tem a capacidade de simular situações de quase estabilidade do escoamento, o que permite conjugar as diferentes escalas temporais dos vários fenómenos envolvidos: hidrodinâmica, morfodinâmica e transporte de sedimentos. Desta forma podemos inferir numa análise ao fim de vários anos.

Dados necessários

1) Modelo hidrodinâmico: selecção da área a simular no modelo e desenho da malha computacional de pontos capaz de traduzir a configuração do rio, introdução da batimetria do rio na malha de pontos, isto é, as cotas do leito do rio são especificadas nos pontos já criados, especificação das condições de fronteira, como por exemplo, a série de caudais registados a montante da secção em estudo ou a variação dos níveis do escoamento na fronteira de jusante do rio. 6) Morfologia a grande escala: introdução de dados sobre a fronteira de montante, como a quantidade total de sedimentos transportados, variações do nível do leito do rio ou a concentração de partículas em suspensão. Estes dados poderão variar tanto no tempo como no espaço e ao longo das fronteiras do problema.

Resultados da aplicação

1) Módulo hidrodinâmico: os resultados obtidos por aplicação deste módulo são o caudal e a velocidade do escoamento em duas direcções, a profundidade do escoamento e a elevação da superfície da água durante a evolução dos cenários de cheia, em todos os pontos especificados pela construção da malha e ao longo do tempo. 3) Modelo de transporte sedimentar: taxa de transporte e direcção dos sedimentos do leito do rio e das partículas em suspensão em todos os pontos da malha. 6) Morfologia a grande escala: transporte de sedimentos, os níveis do leito do rio e a variação ao longo do tempo, em todos os pontos definidos na malha. Permite, também, avaliar a evolução das margens com o decorrer do processo.

Expressões que constituem o módulo

1) Módulo hidrodinâmico: Equações de Saint-Venant da conservação da massa líquida e da quantidade de movimento em duas direcções. 3) Modelo de transporte sedimentar: Equações de Engelund & Hansen, Ackers & White, Engelund-FredsØe, van Rijn e Meyer-Peter.

Calibração do modelo

1) É necessário calibrar o modelo para que reproduza a situação real existente com dados com significado físico e não com valores arbitrados (<http://www.dhigroup.com/>).

C.6. DELFT3D (DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, DELFT HYDRAULICS).

Classificação do modelo

Modelo bidimensional e tridimensional curvilíneo.

Aplicações do modelo

O modelo pode ser usado na simulação de escoamentos em regime não permanente em águas pouco profundas, no estudo da propagação de ondas em zonas de fundos irregulares, na avaliação da qualidade da água e dos sedimentos, na simulação do transporte, erosão e sedimentação de partículas coesivas e não-coesivas, em suspensão ou presentes no fundo do rio, e o estudo das alterações dos fundos de canais.

Módulos disponíveis no modelo

1) Módulo hidrodinâmico (FLOW). 2) Módulo de ondas (WAVE). 3) Módulo da qualidade da água (WAQ). 4) Módulo de identificação de partículas (PART). 5) Módulo ecológico (ECO). 6) Módulo de transporte sedimentar (SED). 7) Módulo morfodinâmico (MOR).

Descrição dos módulos mais importantes

1) Módulo hidrodinâmico: é um modelo que permite a simulação multidimensional (2D ou 3D) da hidrodinâmica, através do cálculo de escoamentos em regime não permanente e dos fenómenos de transporte que resultam das marés e das forças meteorológicas, num domínio curvilíneo. Na análise 3D a malha vertical é definida através da aproximação Sigma, permitindo uma rapidez de cálculo maior e mais eficiente. A força de Coriolis é incluída nos cálculos, bem como os termos dos gradientes de pressão na equação de momentos. Existe um módulo de turbulência para uma simulação a três dimensões e é possível modelar a tensão tangencial induzida pelo vento na superfície da água

6) Módulo de transporte sedimentar: este módulo é particularmente importante para o estudo desenvolvido no trabalho. Pode ser aplicado ao transporte, erosão e deposição de sedimentos, com ou sem coesão, permitindo um estudo de padrões de erosão ou deposição de materiais resultantes, por exemplo, de dragagens. É possível a divisão dos sedimentos em fracções de diferente tamanho e considerá-las separadamente. Permite a sedimentação, re-suspensão e a transferência de partículas entre camadas contíguas. Este módulo permite um estudo em várias escalas temporais e espaciais, permitindo o estudo da erosão local em redor de um pilar de uma ponte, por exemplo.

7) Módulo morfodinâmico: este módulo simula as alterações morfológicas dos leitos de canais, rios ou estuários, devido aos gradientes de transporte de sedimentos e às condições de fronteira definidas pelo utilizador, ao longo do tempo de análise. Tanto a força dos ventos como das ondas funcionam como forças de arrastamento de partículas. Uma possibilidade bastante importante é a interacção entre este módulo e os módulos hidrodinâmico e de ondas, o que permite que o escoamento e a propagação das ondas se adaptem às alterações da batimetria, permitindo uma previsão a qualquer escala temporal.

Áreas de aplicação

1) Módulo hidrodinâmico: simulação de escoamentos em rios, descargas de água fresca em baías, intrusão salina, estratificação termal em albufeiras, lagos e mares, correntes de maré e de vento, escoamentos estratificados e agitação marítima. 6) Módulo de transporte de sedimentos: o módulo SED pode ser aplicado em todas as regiões em que o Delft 3D é usado. Em geral é usado para calcular o transporte de sedimentos e areia a curto termo, sobretudo nos casos em que as alterações da configuração dos fundos podem ser desprezadas. 7) Módulo morfodinâmico: análises a longo termo da evolução da morfologia dos fundos de rios e marés.

Limitações do modelo

As limitações do modelo referem-se, sobretudo, aos módulos de análise sedimentar. No módulo SED as alterações dos fundos e os efeitos da densidade dos sedimentos não são tidos em conta, pelo que apenas é possível realizar uma análise a curto prazo. Para simular as alterações da batimetria existe o módulo MOR, mas o transporte de sedimentos é feito, apenas, a partir das forças do vento e das ondas. A simulação da hidrodinâmica, do transporte de sedimentos e das alterações dos fundos é feita de forma separada (<http://delftsoftware.wldelft.nl>).

Anexo D

Este anexo é um complemento ao Capítulo 4. Aqui são apresentados os casos de aplicação de dois dos modelos numéricos estudados no corpo da dissertação. Apesar de se ter tentado apresentar um caso para cada um dos modelos tal não foi possível, devido à pouca aplicação destas ferramentas ao nível da investigação.

D.1. ANÁLISE DA EROSÃO DA PONTE 539, SOBRE O RIO KNIK, EUA, ATRAVÉS DO MODELO HEC-RAS.

Este estudo tem como objectivo a análise do fenómeno da erosão sobre os pilares da ponte 539, sobre o Rio Knik, no Alasca, EUA.

O primeiro passo deste estudo consistiu no levantamento da topografia e batimetria da zona da ponte, através de campanhas no local. Para isso foram definidas seis secções nas proximidades da ponte, sendo três a montante da ponte (APPR1, APPR2 e APPR3) e três a jusante (EXIT1, EXIT2 e EXIT3). A secção da ponte foi realizada recorrendo às secções APPR1 e EXIT1, ao seu projecto de concepção e a um levantamento da estrada que se encontra na margem direita do rio. Esta informação foi inserida porque o HEC-RAS define a secção da ponte por interpolação das secções mais próximas a montante e a jusante, que neste caso são as secções APPR1 e EXIT1. Deste modo, a distância entre pontos conhecidos é menor, permitindo aumentar a precisão da topografia e da batimetria da zona em estudo.

Foram incluídas no modelo as duas pontes existentes no local que são a actual ponte 539, cuja informação foi obtida no projecto de concepção, e uma ponte mais antiga situada a cerca de 30 metros a montante da actual, interpretada pelas inspecções realizadas. A Figura D.1 ilustra os locais dos levantamentos efectuados e as zonas de simulação (KNIK RIVER 1999).

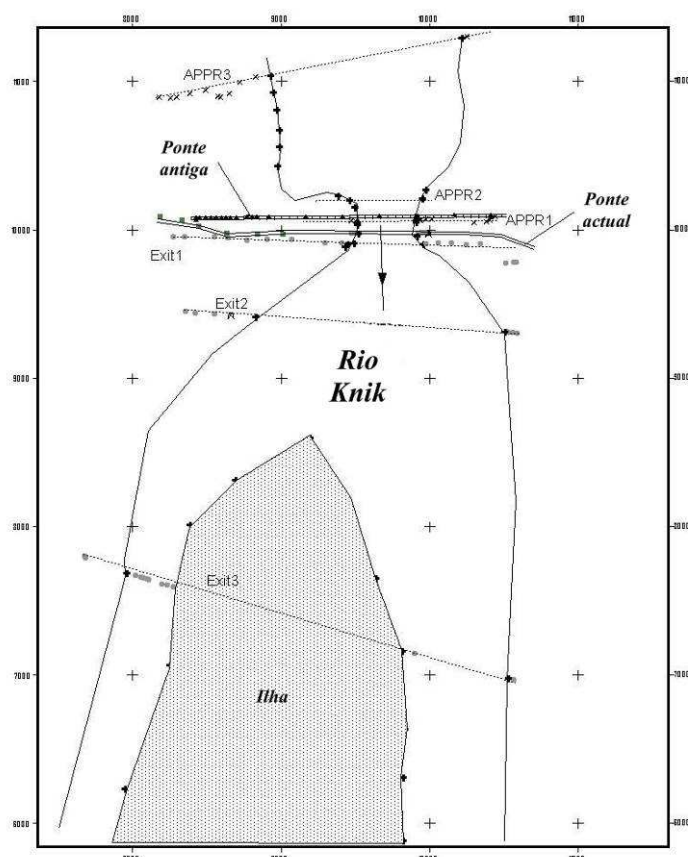


Figura D.1 – Esquema dos levantamentos para o estudo da Ponte 539 (adaptado de KNIK RIVER 1999).

Os valores adoptados no estudo da erosão da ponte, no modelo HEC-RAS, são apresentados no Quadro D.1.

Quadro D.1 – Valores adoptados para a simulação no modelo (adaptado de KNIK RIVER 1999).

Variável	Valor	Notas
Rugosidade de Manning (1/n)	0.027-0.037 (leito) e 0.08 (leito de cheia)	Calibrado de forma a obter as alturas de elevação observadas
Caudal presente	651.4 m ³ /s	
Q ₁₀₀	2248.6 m ³ /s	
Q ₅₀₀	2945.3 m ³ /s	
Elevação associada ao caudal presente	12.2 m	Na secção EXIT3, a jusante da ponte
Inclinação da superfície	0.0007	Determinada para o caudal presente

Quadro D.1 – Valores adoptados para a simulação no modelo (adaptado de KNIK RIVER 1999) (continuação).

Variável	Valor	Notas
Inclinação da linha de energia	0.005	Numa secção de jusante para calibração do caudal
D_{50}	1.08 mm	Proveniente de um relatório de 1967 de estudo da erosão
Temperatura da água	45 °F	Estimado
Largura dos pilares	1.3 m	
Comprimento dos pilares	7.9 m	
Forma dos pilares	Extremidade angulosa	
Condições do leito	Dunas medianas ($K_3 = 1.1$)	Proveniente de um relatório de 1967 de estudo da erosão
Ângulo do escoamento	0°	
Formas de erosão consideradas	Erosão local e erosão por contracção	O rio apresenta uma secção uniforme excepto na secção da ponte onde existe uma contracção acentuada.
Expressões usadas na avaliação da profundidade de erosão	Expressões presentes em RICHARDSON E DAVIS 2001.	Expressão de Richardson e Davis (1995) para a erosão local e a expressão com transporte sólido generalizado para a erosão por contracção.

Em seguida, no Quadro D.2, é feita a apresentação dos resultados da avaliação do caso de estudo. As Figuras D.2 e D.3 mostram o trabalho de preparação do modelo com a inclusão dos perfis das secções transversais levantadas e dos níveis da superfície livre.

Quadro D.2 – Resumo da avaliação das profundidades de erosão na ponte 539 (KNIK RIVER 1999).

Cenário de simulação	$Q = 651.4 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2248.6 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 2945.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Ponte 539	Leito principal	Leito principal	Leito principal
Contracção	0.08 m	0.17 m	0.23 m
Pilar 1 (margem esquerda)	2.32 m	3.55 m	3.93 m
Pilar 2 (margem direita)	2.32 m	3.55 m	3.93 m
Erosão total	2.40 m	3.72 m	4.17 m

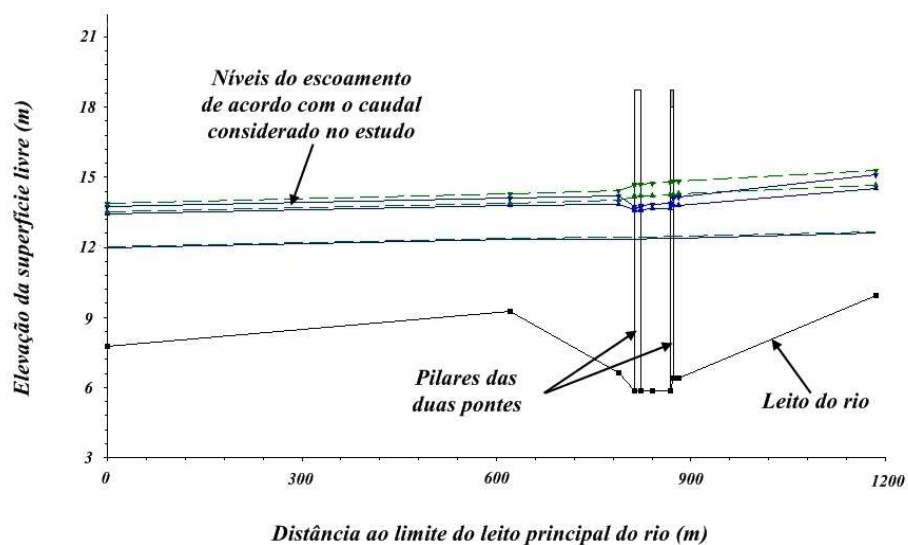


Figura D.2 – Esquema dos perfis adoptados para a superfície livre (adaptado de KNIK RIVER 1999).

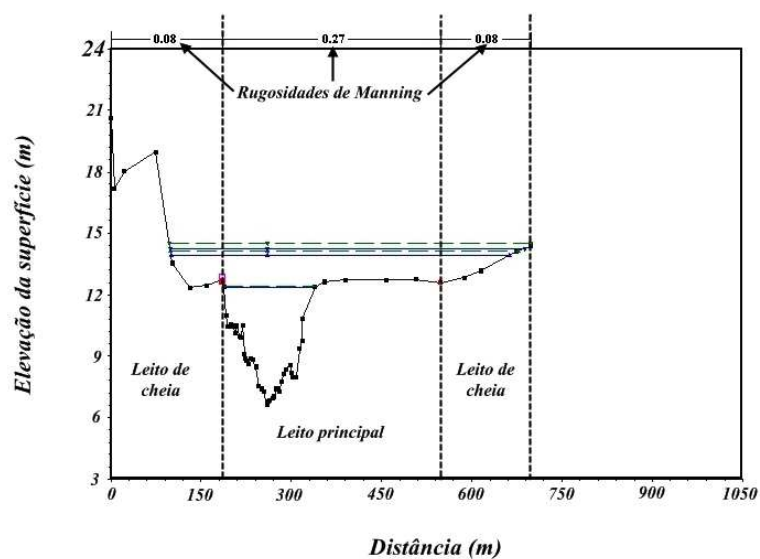


Figura D.3 – Representação da secção transversal EXIT1 e dos vários cenários simulados (adaptado de KNIK RIVER 1999).

A Figura D.4 mostra as cavidades de erosão que se desenvolveram após a simulação do evento de cheia com um caudal correspondente a um período de retorno de 100 anos.

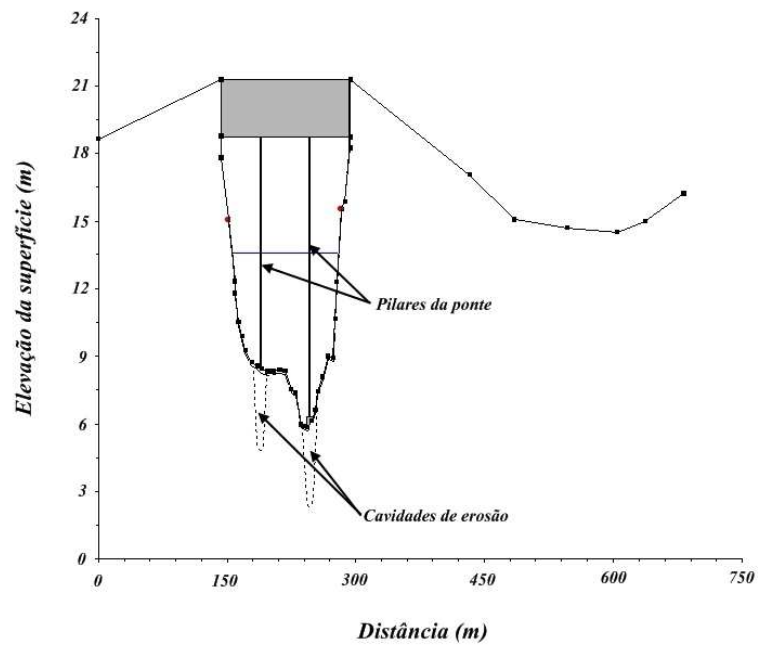


Figura D.4 – Seção transversal da ponte com esquema da erosão nos pilares, para um valor de caudal de $2248.6 \text{ m}^3/\text{s}$ (adaptado de KNIK RIVER 1999).

D.2. ESTUDO DA HIDRODINÂMICA DO ESTUÁRIO DO RIO LIMA, PORTUGAL, ATRAVÉS DO RMA-2.

Este exemplo de aplicação diz respeito ao estudo em modelo matemático da Hidrodinâmica do Estuário do Rio Lima, englobando a zona oceânica exterior próxima, o baixo estuário e o trecho do rio até onde se faz sentir a propagação da maré. Os estudos são realizados no âmbito do projecto de reparação da Ponte Eiffel em Viana do Castelo e tem em vista definir o padrão de correntes na vizinhança da ponte, tanto para a situação actual como num cenário de desenvolvimento portuário. Permitirá definir uma eventual protecção do leito junto aos pilares da ponte e conhecer as repercussões que as dragagens previstas no plano de expansão portuária terão sobre a hidrodinâmica do estuário, em particular sobre o campo de correntes (A2P 2007). Este exemplo é mais exhaustivo do que o anterior dado que houve acesso ao relatório completo do estudo.

No estabelecimento do modelo hidrodinâmico foram utilizados dados de diversa natureza, que se podem agrupar como está descrito no Quadro D.3. As figuras citadas neste quadro são apresentadas em seguida e ilustram a etapa a que está associada.

Quadro D.3 – Estabelecimento do modelo para simulação (A2P 2007).

Etapas de preparação e tratamento de dados	Notas	Figuras
Batimetria e contorno geométrico do domínio	<ul style="list-style-type: none"> Quatro origens diferentes devido à grande extensão em estudo; Cartas hidrográficas, ortofotomapas e levantamentos topográficos, hidrográficos e topo-hidrográficos. 	Figura D.8
Construção da malha de cálculo	<ul style="list-style-type: none"> Definição da malha de elementos finitos considerando diferentes densidades, de acordo com a importância da análise; Mínimo de elementos e nós de forma a reduzir o tempo de cálculo. 	Figuras D.5 e D.6
Condição da fronteira oceânica	<ul style="list-style-type: none"> Curva de maré astronómica publicada em 2006 pelo Instituto Hidrográfico; Campanha de medição de marés com registo de níveis e velocidades e comparação com a tabela de previsão; 	Figura D.7
Condição de fronteira na fronteira sólida	<ul style="list-style-type: none"> Velocidade apenas com componente tangencial à fronteira, podendo ter valores não nulos; Definição da rugosidade: zona a jusante da ponte e do leito principal do rio com $n = 0.025$ e zona das margens e baixas profundidades a montante da ponte com $n = 0.045$. 	

Quadro D.3 – Estabelecimento do modelo para simulação (A2P 2007) (continuação).

Etapas de preparação e tratamento de dados	Notas	Figuras
Passo de cálculo	<ul style="list-style-type: none"> Passo de cálculo em todas as simulações $\Delta t = 0.1667$ horas (10 minutos). Todas as simulações correspondem a aproximadamente 12 dias. 	
Condição de fronteira de montante	<ul style="list-style-type: none"> Representada através de uma lei de caudal, sendo usado o caudal nulo na calibração devido ao período de estiagem aquando das medições; Na fase de exploração foram considerados caudais com período de retorno de 5 e 100 anos. Os valores foram obtidos de antigos estudos hidrológicos na bacia; Os caudais de ponta tiveram como referência os caudais registados em Ponte de Lima, a montante da ponte e na foz do rio. $Q_5 = 1900 \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q_{100} = 4200 \text{ m}^3/\text{s}$. 	

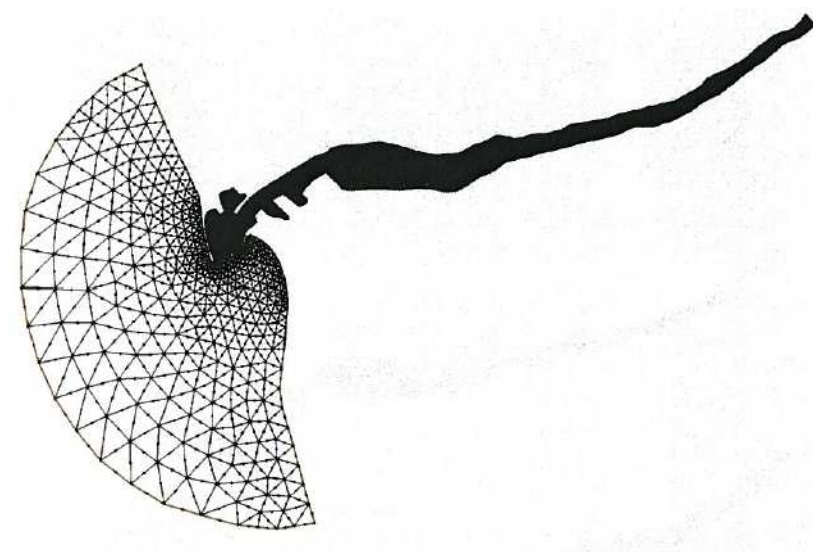


Figura D.5 – Malha de elementos finitos que define o domínio do estudo da Ponte Eiffel (A2P 2007).

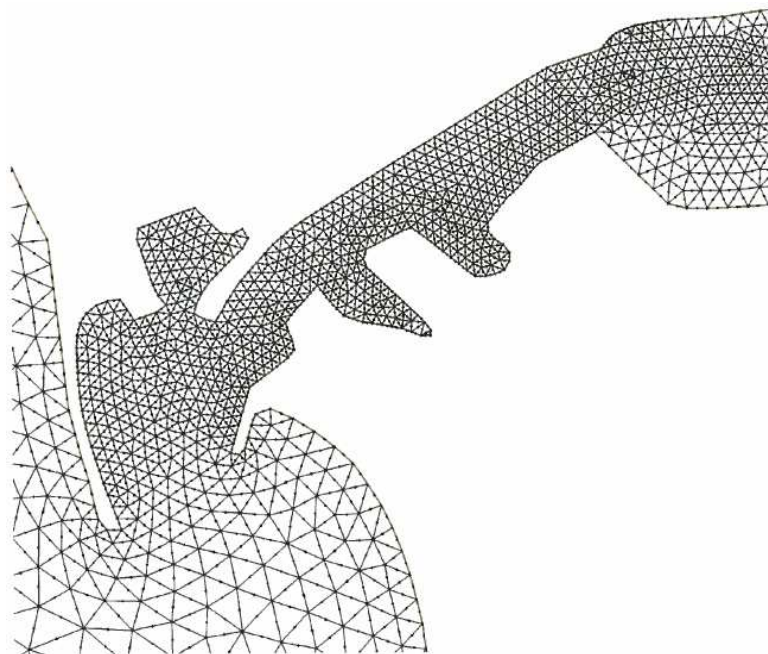


Figura D.6 – Pormenor da malha de elementos finitos com diferentes aberturas (A2P 2007).

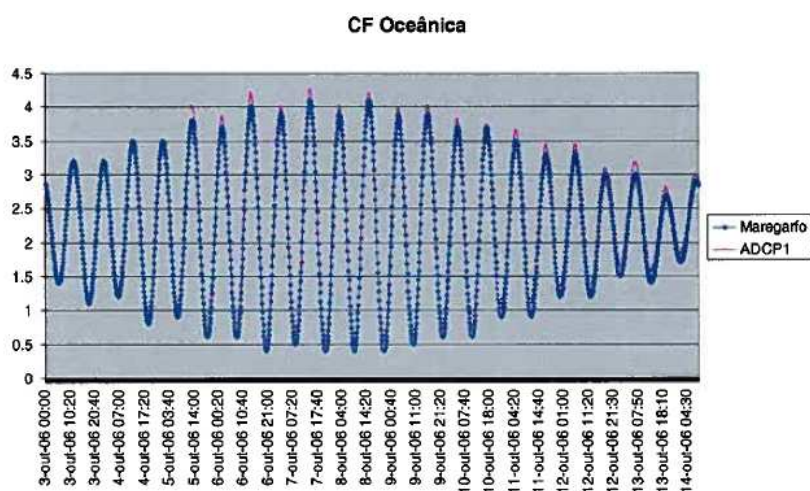


Figura D.7 – Previsão da maré astronómica no Porto de Viana do Castelo e curva da níveis medida pelo ADCP1 (A2P 2007).

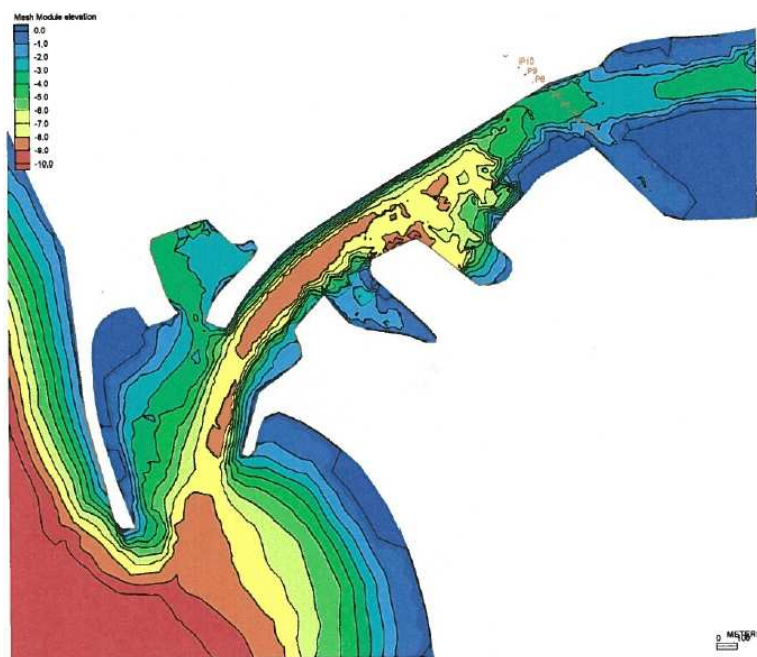


Figura D.8 – Batimetria do Baixo Estuário do Rio Lima, na situação de referência (A2P 2007).

Para a calibração do modelo foi realizada uma campanha de medições em Outubro de 2006. A campanha consistiu na medição de correntes e níveis em quatro locais previamente seleccionados. Um dos locais situava-se a jusante da Ponte Eiffel (site1 ou ADCP1) e os outros três a montante (site2 ou ADCP2, site3 ou ADCP3 e site4 ou ADCP4). Os valores foram registados com aparelhos colocados no leito do rio que medem simultaneamente as duas grandezas (A2P 2007).

No exercício pretende-se verificar se o modelo é capaz de reproduzir aproximadamente o escoamento para uma situação conhecida. Em caso afirmativo, considera-se o modelo calibrado e pronto para exploração.

Quadro D.4 – Dados e procedimentos para a calibração do modelo para início da simulação (A2P 2007).

Grandeza a calibrar	Pontos utilizados para calibração	Notas	Figuras
Níveis	site1, site3 e site4	Verifica-se que as curvas estão em fase e que, de um modo geral, os níveis são bem reproduzidos.	Figura D.9
Velocidades	site1 e site3	O modelo é capaz de reproduzir os vários estados da maré mas o registo de velocidades tem mais ruído do que o dos níveis. Melhor comportamento em maré-morta do que em maré-viva.	Figura D.10

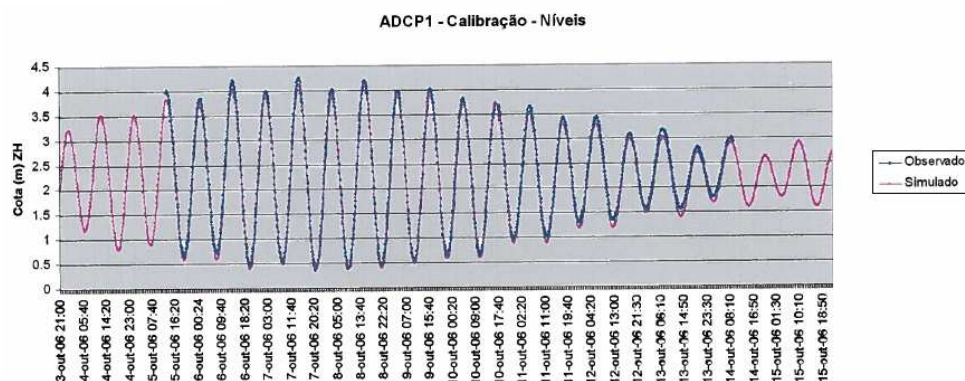


Figura D.9 – Calibração dos níveis no Estuário do Rio Lima, no site1 (A2P 2007).

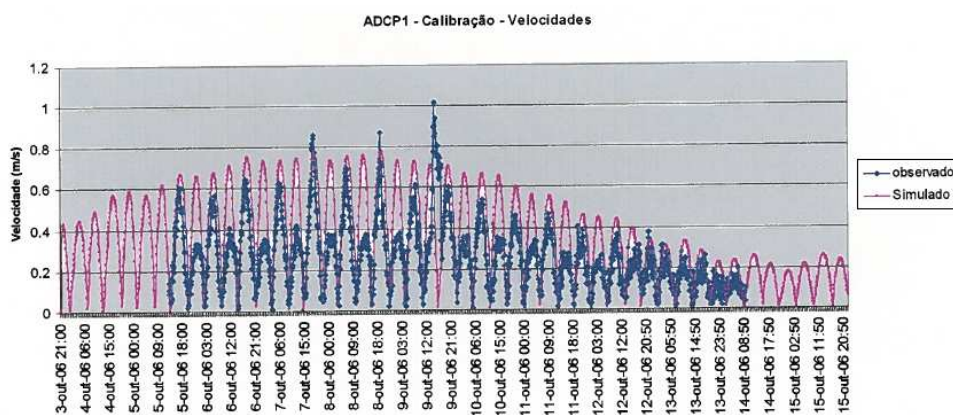


Figura D.10 – Calibração das velocidades no Estuário do Rio Lima, no site1 (A2P 2007).

A exploração do modelo foi feita com dois possíveis cenários morfológicos. O primeiro é relativo à actual configuração do rio, denominado por cenário de referência, e o segundo considera as alterações morfológicas introduzidas pelas obras de expansão previstas para o porto de Viana do Castelo (A2P 2007).

Na situação de referência pretende-se explorar o modelo de forma a obter as condições hidrodinâmicas para situações com uma dada probabilidade de ocorrência na vizinhança imediata da Ponte Eiffel. Desta forma, pode decidir-se sobre uma eventual protecção do leito na vizinhança dos pilares. O modelo foi ensaiado para dois cenários de cheia, uma com um período de recorrência de 5 anos e outra correspondente à cheia centenária. A jusante, na fronteira oceânica, considerou-se uma lei de níveis, dada por uma maré. O caudal a montante foi mantido constante durante todo o período de simulação (A2P 2007).

Os objectivos da simulação, ou seja, os resultados do estudo são os níveis do escoamento, o campo de velocidades, a velocidade máxima registada, o caudal na secção da ponte e o estudo de zonas da bacia

em estagnação, para os dois cenários de cheia considerados (A2P 2007). No Quadro D.5 são apresentados os resultados das velocidades do escoamento após a simulação do modelo numérico.

Quadro D.5 – Valores da velocidade do escoamento para a cheia centenária, após a simulação do modelo numérico RMA-2 (A2P 2007).

Pilar	Situação de Referência	Obras de Expansão Portuária
	Q = 4200 m ³ /s (T = 100 anos)	Q = 4200 m ³ /s (T = 100 anos)
	Maré: 3 a 15 de Out 2006.	Maré: 3 a 15 de Out 2006.
	$U_{máx}$ (m/s)	$U_{máx}$ (m/s)
P1	2.7	2.7
P2	2.7	2.7
P3	3.1	3.2
P4	3.4	3.4
P5	3.6	3.6
P6	3.5	3.5
P7	3.2	3.2

O segundo cenário considerado foi o cenário após as dragagens previstas para melhorar as condições do porto de Viana de Castelo, de modo a aumentar o comprimento das obras acostáveis. A grande questão levantada neste estudo é: “Quais as repercussões sobre a Ponte Eiffel das obras de expansão portuária?”, em particular das dragagens, já que o contorno do porto não sofrerá alteração importante (A2P 2007). A Figura D.11 mostra um dos objectivos do estudo que é a medição do campo de velocidades para esta nova configuração dos fundos.

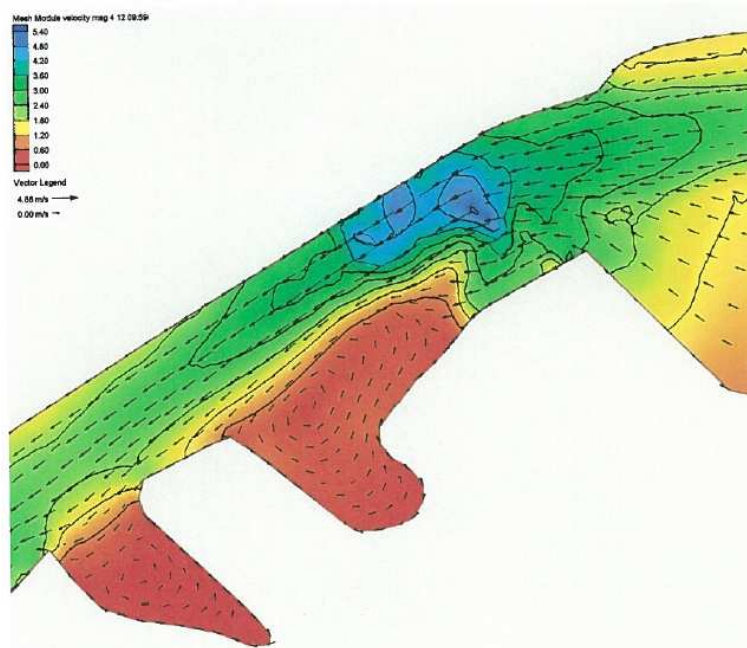


Figura D.11 – Pormenor do campo de velocidades no Estuário do Rio Lima, após a simulação do segundo cenário, no modelo RMA-2 (A2P 2007).

As conclusões retiradas do estudo foram as seguintes:

- Sem caudal a montante o modelo reproduz o escoamento no estuário, sendo os resultados melhores no baixo estuário junto à Ponte Eiffel. Pode observar-se a alternância cíclica entre a enchente e a vazante;
- Para os caudais ensaiados correspondentes aos períodos de retorno de 5 anos e 100 anos o escoamento é sempre no sentido da foz, variando o caudal ao longo do tempo consoante o nível da maré oceânica;
- A análise do campo de velocidades permitiu verificar a formação de zonas de estagnação que correspondem às bacias portuárias, locais onde a velocidade é praticamente nula;
- O modelo permitiu determinar a velocidade máxima do escoamento de aproximação aos sete pilares da ponte num cenário correspondente à cheia centenária. O valor máximo da velocidade de aproximação na situação mais desfavorável é de cerca de 3.6 m/s;
- Foi ensaiada no modelo a configuração de fundo correspondente às obras de expansão portuária. Foram utilizadas as mesmas condições de fronteira da situação de referência. A comparação dos resultados obtidos com os da situação de referência demonstra que as obras de expansão portuária previstas não têm qualquer repercussão sobre a Ponte Eiffel (A2P 2007).

Anexo E

Neste anexo é feita a descrição de algumas medidas de protecção de pilares de pontes que não foram apresentadas no Capítulo 5. As técnicas remetidas para este anexo têm uma menor utilização ou estão ainda em fase de investigação.

E.1. ENROCAMENTO ARTIFICIAL.

Descrição

O enrocamento artificial é composto por blocos individuais de betão pré-fabricados e representa uma alternativa à colocação de enrocamento natural. O princípio subjacente ao funcionamento destes blocos consiste na maior estabilidade dos blocos devido ao imbricamento oferecido pelas formas complexas que possuem. Contudo, o funcionamento é bastante similar ao do enrocamento natural e encontra-se sujeito aos mesmos mecanismos de rotura. Tal como o primeiro é necessário proceder à colocação de filtros de geotêxtil de modo a impedir a remoção de sedimentos finos (LAGASSE ET AL. 2007). Na Figura E.1 é apresentado um esquema de alguns dos blocos artificiais existentes no mercado.

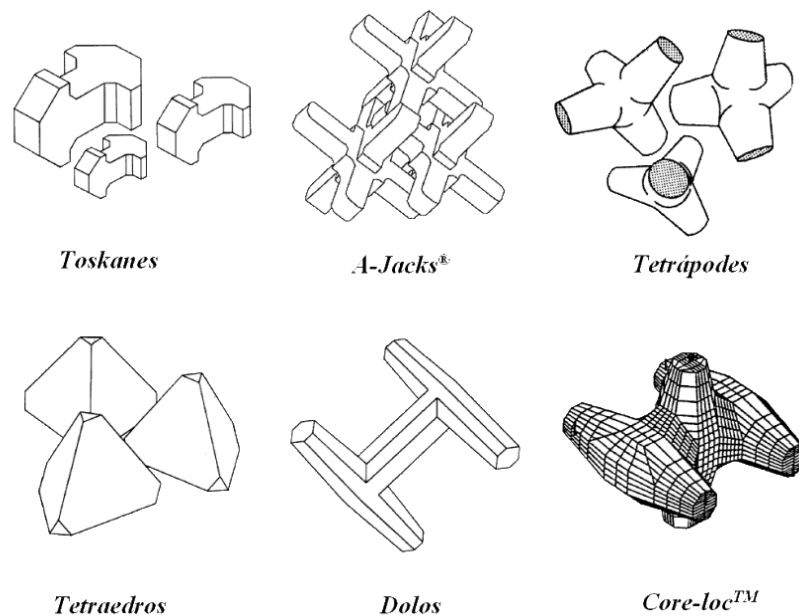


Figura E.1 – Alguns elementos que constituem o enrocamento artificial (adaptado de LAGASSE ET AL. 2007).

Este tipo de sistema de protecção foi desenvolvido para aplicação ao nível da engenharia costeira com o objectivo de resistir às forças provocadas pela agitação marítima durante tempestades. Existem poucos casos da sua aplicação em ambiente fluvial (AGRAWAL ET AL. 2007).

Campo de aplicação

Os blocos de betão pré-fabricados são utilizados como medida de protecção, no âmbito da Hidráulica Fluvial, nos casos em que não existe pedra natural de dimensões necessárias para resistir às forças do escoamento. São aplicados no revestimento de margens, taludes e pilares (AGRAWAL ET AL. 2007).

Vantagens

A principal vantagem da utilização dos blocos artificiais como medida de protecção é a maior estabilidade que oferecem em comparação com as estruturas de enrocamento natural de igual dimensão. As suas formas complexas permitem colocar os blocos de modo a obter uma maior interligação aumentando a sua estabilidade. Deste modo, é possível adoptar esta solução em taludes de maior inclinação ou colocar blocos de menor peso, para as mesmas condições do escoamento (LAGASSE ET AL. 2007). Na Figura E.2 é possível verificar com pormenor a interligação destes elementos durante uma experiência na Ponte 133, em Graves County, Kentucky, Estados Unidos da América.



Figura E.2 – Pormenor de interligação de elementos A-Jacks® numa experiência realizada nos Estados Unidos da América (<http://www.contech-cpi.com>).

Nas situações em que não é possível adoptar uma solução com enrocamento natural por falta de pedras com dimensão suficiente para resistir às forças tangenciais estes elementos podem consistir uma alternativa viável (LAGASSE ET AL. 2007).

Desvantagens

Devido às semelhanças com o enrocamento natural os elementos de betão estão sujeitos aos mesmos mecanismos de rotura (LAGASSE ET AL. 2007). As formas de rotura destes blocos são, essencialmente:

- infra-escavação sob os blocos;
- desenvolvimento de uma abertura entre o pilar e os blocos permitindo a remoção de sedimentos junto à estrutura da ponte;
- desenvolvimento de cavidades de erosão nos limites do conjunto, conduzindo à perda de sustentabilidade e consequente queda dos blocos;
- movimento e colapso progressivo de alguns blocos por não estarem convenientemente amarrados.

Como elemento artificial que são, é difícil que ocorra crescimento de vegetação. Nos períodos de menor caudal os blocos podem estar acima do nível da superfície livre o que pode gerar consequências negativas, tanto ao nível do impacto visual como da aceitação social (AGRAWAL ET AL. 2007).

Dado que este tipo de elementos foi desenvolvido para aplicação ao nível da Hidráulica Marítima, o seu estudo para utilização como medida de protecção em pilares de pontes não é muito profundo (LAGASSE ET AL. 2007).

A falta de resistência estrutural de alguns elementos em condições de forte turbulência do escoamento, devido às suas características geométricas, pode provocar a rotura dos blocos individuais e enfraquecer a estabilidade do conjunto. Os dolos e os tetrápodes são exemplos comprovados deste problema.

Referências e casos de aplicação

A utilização do enrocamento artificial na protecção de pilares tem relevado um elevado potencial em experiências laboratoriais. Contudo, praticamente não existem casos de aplicação em situações reais que o comprovem (LAGASSE ET AL. 2007). No estudo realizado por Parker et al., em 1995, é indicado a existência de um único caso de protecção de pontes com blocos artificiais. O elemento utilizado foi o tetrápode (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Estudos realizados por Ruff e Fotherby, em 1992, 1993 e 1995, indicam que os elementos *toskanes* e os tetrápodes não apresentam grandes vantagens em relação à utilização de enrocamento natural (LAGASSE ET AL. 2007), (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Na Ponte 133, em Graves County, Kentucky, Estados Unidos da América realizou-se uma demonstração das capacidades do módulo de A-Jacks[®] na protecção de pilares de pontes. Na Figura E.3 é possível observar a sua colocação e o seu comportamento após a ocorrência de alguns eventos de cheia (LAGASSE ET AL. 2001).



Figura E.3 – Colocação de elementos artificiais A-Jacks® num pilar de ponte e a análise dos mesmos após a ocorrência de vários eventos de cheia (<http://www.contech-cpi.com>).

Disposições construtivas

Dado que a utilização destes sistemas de protecção é ainda pequena existem poucas recomendações construtivas. Contudo, é recomendável a colocação de um cabo a envolver a camada de blocos de modo a aumentar a estabilidade do conjunto. Também, deve ser realizada a ligação entre os blocos das extremidades e o leito com o objectivo de prevenir o seu levantamento e a infra-escavação nos limites do conjunto (AGRAWAL ET AL. 2007).

Na Figura E.4 é possível observar um módulo de elementos A-Jacks® em modelo reduzido. É possível observar o cabo de amarração que envolve o conjunto aumentando a sua estabilidade.



Figura E.4 – Módulo de A-Jacks® em modelo reduzido com pormenor da amarração que o envolve (LAGASSE ET AL. 2001)

Em rios em que o material do fundo é composto por areia dever-se-á colocar um filtro de geotêxtil sob a camada de blocos. É necessário prolongar o filtro até à face do pilar de modo a prevenir a remoção de material nesta zona (AGRAWAL ET AL. 2007).

E.2. ENROCAMENTO PREENCHIDO COM ARGAMASSA.

Descrição

Esta medida de protecção é composta por enrocamento natural ligado através de argamassa ou betuminoso, de modo a preencher os vazios entre as partículas. Desta forma, consegue-se obter um elemento monolítico com maior rigidez. Este preenchimento dos vazios pode ser total ou parcial (LAGASSE ET AL. 2001).

No Reino Unido o ligante mais usado para unir as partículas de enrocamento é a argamassa betuminosa. Os vários graus de preenchimento de vazios são:

- preenchimento superficial. Corresponde à ocupação de cerca de um terço dos poros, não penetrando em toda a espessura do elemento;
- preenchimento irregular. Colocação da argamassa ocupando cerca de 50-80% dos espaços vazios;
- preenchimento total. O enrocamento após o tratamento é impermeável dado que todos os poros estão preenchidos (LAGASSE ET AL. 2001).

Na Figura E.5 é possível observar o enrocamento parcialmente preenchido com argamassa de forma a obter-se uma estrutura mais sólida e que permite aplicar pedras de menor dimensão. A primeira imagem é um conglomerado de enrocamento com argamassa utilizado num ensaio laboratorial em Karlsruhe, Alemanha (LAGASSE ET AL. 2001). A segunda mostra os trabalhos de aplicação da argamassa sobre o enrocamento para aplicação numa experiência em modelo reduzido nos laboratórios da Colorado State University, CSU, Estados Unidos da América (LAGASSE ET AL. 2007).



Figura E.5 – Enrocamento parcialmente preenchido com argamassa (LAGASSE ET AL. 2001), (LAGASSE ET AL. 2007).

Apesar de ser possível produzir material com diferentes graus de preenchimento dos vazios a solução mais eficiente é a que deixa uma boa quantidade de poros entre os sedimentos. Assim é possível a água circular nos poros reduzindo as pressões no interior do enrocamento. Contudo, será necessário

colocar um filtro para que não ocorra a remoção de finos sobretudo quando o leito do rio é composto por areia (LAGASSE ET AL. 2001).

Campo de aplicação

Este tipo de medidas curativas pode ser aplicado na protecção de margens e taludes de rios, na formação de uma camada de protecção no leito do rio capaz de resistir às forças tangenciais induzidas pelo escoamento e na protecção de pilares e encontros de pontes (LAGASSE ET AL. 2001).

Vantagens

As grandes vantagens na utilização de enrocamento preenchido com argamassa prendem-se com o aumento da estabilidade das partículas que constituem a camada de protecção. Desta forma, há uma maior coesão entre os elementos e a redução da erosão sobre os sedimentos que estão à superfície. Também, é possível aplicar enrocamento de menores dimensões e obter camadas de enrocamento com uma espessura menor, em comparação com as soluções de enrocamento natural (LAGASSE ET AL. 2001).

Com a aplicação das argamassas é possível obter uma superfície mais lisa e com um comportamento hidráulico mais eficiente. Apesar de o enrocamento parcialmente preenchido com argamassa ser mais rígido do que o enrocamento natural, este ainda possui alguma capacidade de adaptação a assentamentos da margem e exposição do pé do prisma de enrocamento (LAGASSE ET AL. 2001).

Pode constituir uma alternativa viável nos casos em que não existe pedras de dimensões suficientes nas proximidades do local da ponte para executar uma solução de enrocamento natural (LAGASSE ET AL. 2001).

Desvantagens

O enrocamento parcial ou totalmente preenchido com argamassa é mais rígido do que o enrocamento natural diminuindo a capacidade de se adaptar aos movimentos dos fundos, provocado pelo arrastamento do material mais fino. Desta forma, este tipo de estruturas pode sofrer uma rotura em massa, mesmo para pequenos assentamentos, dado que a sua resistência à deformação não é muito alta. Outro mecanismo de rotura possível de ocorrer nos casos em que o preenchimento é parcial é o colapso devido à falta de condições de drenagem da água contida nos seus poros (LAGASSE ET AL. 2001).

Referências e casos de aplicação

No estudo realizado por Parker et al., em 1995, é indicado a existência de 27 casos de protecção de pontes com este tipo de técnica (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Disposições construtivas

É necessário prever a colocação de um filtro sob a camada de enrocamento parcialmente preenchido com argamassa para que a drenagem da água nos poros seja feita sem que haja remoção do material fino, no qual assenta o enrocamento (LAGASSE ET AL. 2001).

De acordo com o manual de Heibbaum, publicado na Alemanha, devem ser seguidas algumas regras na construção destes elementos para assegurar a porosidade necessária. No terço superior do enrocamento deverá estar a maioria do ligante (75% de argamassa e 25% de ar), no terço central deverá existir igual quantidade deste material e de vazios (50% de argamassa e 50% de vazios) e no terço inferior deverão predominar os espaços vazios (25% de argamassa e 75% de espaços vazios). O respeito das proporções apresentadas para estes elementos deve ser assegurada, pelo que os construtores na Alemanha desenvolveram técnicas e equipamentos com o objectivo de assegurar o preenchimento pretendido (LAGASSE ET AL. 2001).

E.3. CONSTRUÇÃO DE UM AÇUDE A JUSANTE DA PONTE.

Descrição

Estes elementos consistem na colocação de uma ou várias estruturas de controlo do escoamento imediatamente a jusante da ponte. Em geral, são de pequenas dimensões e compostas por enrocamento natural podendo, em alternativa, ser constituídas por betão, estacas-prancha, gabiões ou por uma cortina de estacas de madeira. Funcionam como uma pequena barragem reduzindo a velocidade do escoamento na secção da ponte provocando a deposição de sedimentos. É uma medida de protecção do desassoreamento do rio e podem ser construídos vários açudes consecutivos de modo a reduzir a altura de cada um. Na Figura E.6 é possível observar um açude de protecção de uma ponte implantada num rio da Nova Zelândia (MELVILLE E COLEMAN 2000).

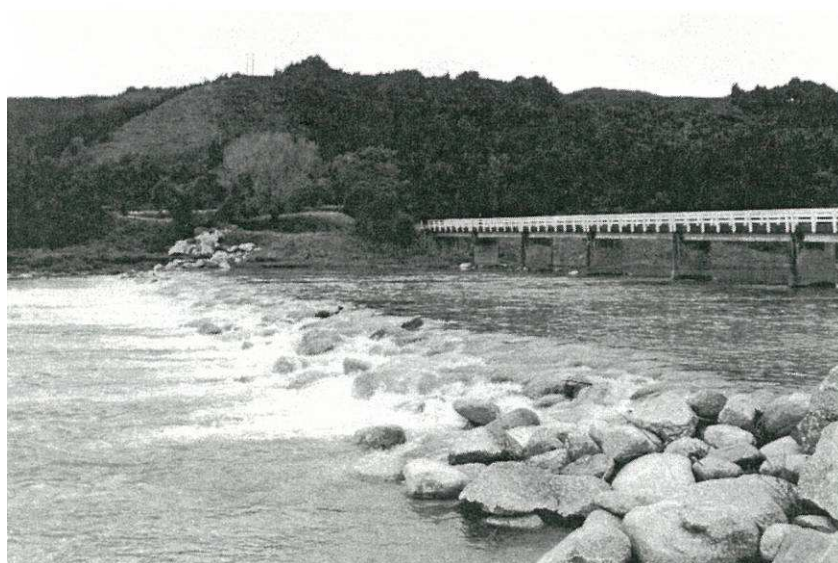


Figura E.6 – Açude de enrocamento natural colocado a jusante de uma ponte na Nova Zelândia como forma de protecção do desassoreamento do leito (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

Este tipo de medidas de protecção pode ser aplicado como medida para protecção da erosão local em pilares e encontros, da erosão por contracção lateral do escoamento, do desassoreamento do leito do rio e da redução da erosão em margens (AGRAWAL ET AL. 2007).

Vantagens

O principal material de construção dos açudes é o enrocamento natural. Logo, em determinados locais é possível obtê-lo com relativa facilidade. Também, a sua colocação no rio não apresenta grandes dificuldades. A Figura E.7 mostra a construção destes açudes para protecção da ponte ferroviária Branhholme, na Nova Zelândia, em 1994.

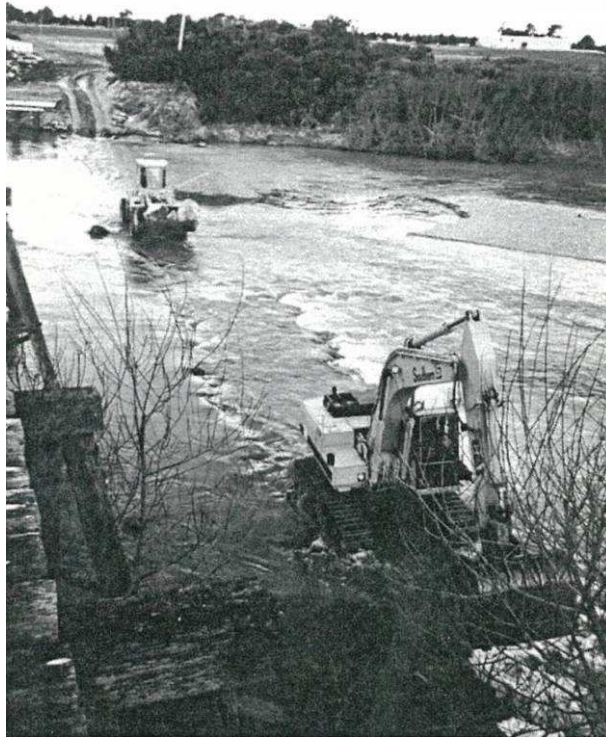


Figura E.7 – Colocação do enrocamento para a construção do açude a jusante da Ponte Branhholme, na Nova Zelândia, em 1994 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Podem ser implementados em escoamentos com velocidades elevadas dado que apresentam uma boa capacidade resistente (AGRAWAL ET AL. 2007). Em vários estudos realizados em rios nos Estados Unidos da América não foram encontrados casos em que a rotura destes elementos tenha como base a perda de resistência estrutural (LAGASSE ET AL. 2001).

É uma boa solução para controlar a velocidade do rio permitindo a acumulação de sedimentos a montante e, assim, funcionando como uma medida de protecção de várias formas de erosões. Nas situações em que se verifique a contracção lateral do escoamento pode, da mesma forma, funcionar como uma estrutura de desaceleração das águas, reduzindo a capacidade erosiva do escoamento (LAGASSE ET AL. 2001).

Desvantagens

Este tipo de estruturas constitui um obstáculo ao escoamento do rio pelo que pode introduzir impactos negativos ao nível do ecossistema fluvial como, por exemplo, o impedimento da migração de peixes. Contudo, este impacto pode ser reduzido com a colocação de açudes de pequenas dimensões relativamente próximos em substituição de um único elemento de maior altura (MELVILLE E COLEMAN 2000).

É necessário colocar enrocamento natural a jusante do açude para evitar que ocorra a erosão do leito afectando a estabilidade da estrutura. Desta forma, a obra torna-se mais cara podendo, nos locais em que o enrocamento não seja de fácil acesso, tornar a execução dispendiosa (AGRAWAL ET AL. 2007).

A utilização de açudes de enrocamento natural em rios com uma inclinação significativa do leito pode ser inexecutável, pelo que poderá ser necessário adoptar outro material mais caro (LAGASSE ET AL. 2001).

Os mecanismos de rotura destes elementos prendem-se com a erosão das margens nas extremidades do açude provocando o contorno do escoamento, a remoção de finos do conjunto de enrocamento, o assentamento e consequente rotação devido à erosão significativa imediatamente a jusante ou, no caso de elementos de gabiões, devido à abrasão sobre os arames. Contudo, não existem muitos elementos escritos sobre a rotura dos açudes colocados a jusante, pelo que não se deve atribuir muito peso a alguns destes mecanismos, desde que se tomem algumas medidas preventivas (LAGASSE ET AL. 2001).

Referências e casos de aplicação

Este tipo de medidas de protecção é bastante comum em rios da Nova Zelândia pelo que existem alguns casos citados na literatura. Como exemplos existem a ponte rodoviária da auto-estrada 99 sobre o Rio Oreti, a ponte rodoviária pertencente à auto-estrada 6 sobre o Rio New, a ponte rodoviária inserida na mesma auto-estrada sobre o Rio Little Man e a ponte rodoviária da auto-estrada 6 sobre o Rio Mahitahi. Este último caso é apresentado com maior detalhe no Capítulo 1 e no Anexo A (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Disposições construtivas

Não existem recomendações expressas para a implantação destes elementos. Como se pode observar na Figura E.8, muitas vezes, a colocação não tem uma forma definida. O enrocamento é espalhado no leito do rio de modo a provocar a dissipação da energia do escoamento e induzir a deposição de sedimentos. A ponte a montante da barreira de enrocamento encontra-se sujeita ao fenómeno de desassoreamento do leito sendo comprovado pela exposição das estacas.

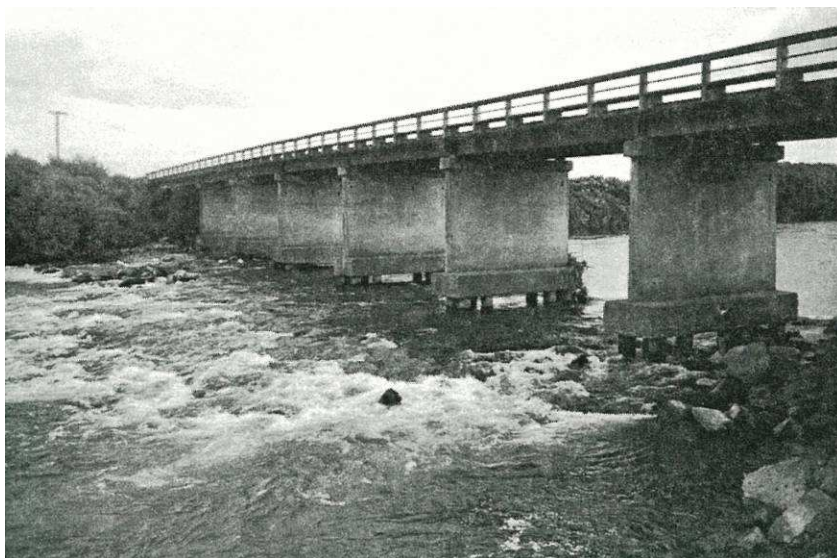


Figura E.8 – Enrocamento colocado no leito do rio a jusante da ponte rodoviária sobre o Rio Oreti, na Nova Zelândia, em 1996 (MELVILLE E COLEMAN 2000).

E.4. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS DE ORIENTAÇÃO DO ESCOAMENTO.

Descrição

As estruturas transversais de orientação do escoamento são, por exemplo, esporões, deflectores ou diques colocados em determinadas secções do rio e enraizados na margem. Estas estruturas podem ser permeáveis, impermeáveis, emersas ou submersas. A sua aplicação tem como objectivo provocar a redução da velocidade local do escoamento, induzir a deposição de sedimentos e a protecção de margens. Em geral, são utilizadas como medidas de protecção de pilares de pontes em conjunto com outras medidas de protecção local, aumentando a eficiência das últimas (MELVILLE E COLEMAN 2000). A Figura E.9 ilustra um esporão impermeável implantado no Rio Waimakiriri, Nova Zelândia.

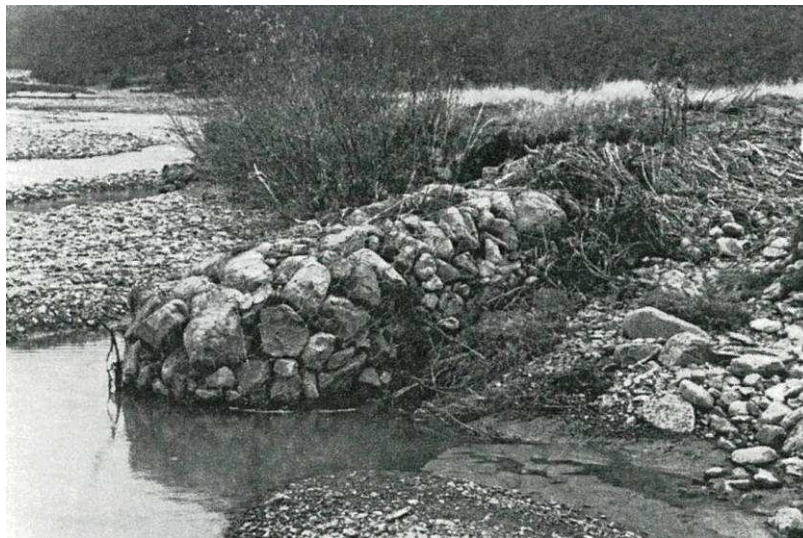


Figura E.9 – Esporão impermeável no Rio Waimakiriri, Nova Zelândia (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

A utilização de esporões como medida de protecção tem aplicação na protecção de margens, especialmente nas margens exteriores de curvas, através da redução de velocidades e da deposição de sedimentos. Também, podem ser aplicados com o objectivo de estabilizar o leito de um rio a montante de uma ponte situada a jusante de uma curva (MELVILLE E COLEMAN 2000).

São recomendados para rios bastante largos e com velocidades de cheia elevadas (AGRAWAL ET AL. 2007).

Vantagens

A principal vantagem desta medida de protecção prende-se com a sua eficácia na protecção de margens de rios situadas em curvas. Ao provocar a redução da velocidade no exterior da curva diminui o poder de erosão do escoamento e aumentando a estabilidade do canal, o que é particularmente importante em rios meandrosos ou entrançados (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Permite uma boa protecção para pontes implantadas em curvas ou a jusante destas, permitindo reduzir o comprimento total da ponte devido à maior estabilidade do canal (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em geral, quando são construídos com enrocamento natural não apresentam um custo muito elevado.

Desvantagens

Este tipo de sistemas de protecção é aplicado, como medida de protecção de pilares de pontes, em conjunto com medidas localizadas, tais como enrocamento em redor dos pilares ou blocos de betão articulados. Desta forma, não permitem inibir o processo de erosão na secção da ponte quando são aplicados individualmente (AGRAWAL ET AL. 2007).

São ineficazes na redução da erosão nas margens exteriores de curvas ou na redução do assoreamento do leito do rio, em secções a jusante da sua colocação. Não podem ser aplicados em secções de rios situados em vales encaixados (AGRAWAL ET AL. 2007).

Referências e casos de aplicação

Num estudo realizado por Parker et al., em 1995, foram registados 463 casos em que os esporões foram utilizados como medida de protecção em pontes nos EUA (MELVILLE E COLEMAN 2000). Com excepção do enrocamento natural é uma das medidas com maior aplicação. Na Nova Zelândia existem vários casos de referência. Contudo, dado que só produzem resultados válidos em rios com características bastante específicas, como já foi referido, não existem muitas referências da sua aplicação. Em Portugal não se conhece nenhuma caso com estes elementos em rios com o objectivo de protecção de pontes contra o fenómeno da erosão.

A Figura E.10 ilustra um exemplo de aplicação deste tipo de medidas onde é possível observar um campo de esporões localizados no Rio Delta, Alasca, EUA, a montante da ponte pertencente à auto-estrada Richardson. A colocação deste tipo de elementos teve como objectivos a inibição da migração do leito do rio, dado que é composto por meandros, e a redução da erosão nos encontros e pilares da ponte através do alinhamento do escoamento com a estrutura da ponte. Apesar de ser pouco perceptível estes elementos estão localizados numa curva (LAGASSE ET AL. 2001).



Figura E.10 – Campo de esporões localizados numa curva a montante de uma ponte sobre o Rio Delta, Alasca, EUA (LAGASSE ET AL. 2001).

Disposições construtivas

Na construção de esporões em ambiente fluvial devem ser respeitadas algumas recomendações provenientes de vários estudos realizados. Estas são relativas ao comprimento dos esporões, orientação em relação ao escoamento, altura, inclinação dos seus paramentos, forma, permeabilidade e enraizamento na margem do rio. As disposições construtivas são as seguintes:

- o comprimento dos esporões, L_g , deve ser tal que possibilite a manutenção da curvatura do talvegue. Em geral, em elementos impermeáveis deve considerar-se $L_g < 0,15 \cdot B$, e em elementos permeáveis $L_g < 0,25 \cdot B$;
- os esporões orientados perpendicularmente ao escoamento são os mais económicos porque conseguem, para um mesmo comprimento, perturbar mais o escoamento. Deve ter-se em atenção a influência deste parâmetro na erosão da cabeça do esporão. O primeiro elemento deve ter alguma orientação para jusante;
- a altura deste tipo de estruturas deve permitir a passagem de detritos, excepto se existir algum dispositivo de retenção de detritos localizado a montante. Em geral, os esporões impermeáveis não ultrapassam a altura da margem;
- deve adoptar-se elementos em linha recta e a largura superficial dos esporões impermeáveis deve ser superior a 1,0 metro;
- devem possuir paramentos pouco inclinados para terem uma maior resistência às forças hidrodinâmicas. A inclinação deve ser de 2:1, com a maior dimensão na horizontal;
- a permeabilidade aconselhada para os esporões varia com a intensidade do escoamento e o tipo de curva a proteger. Os elementos impermeáveis permitem um maior controlo do escoamento mas induzem maior erosão na cabeça do talude, enquanto que os permeáveis são mais aconselhados em curvas de pequena inclinação e velocidades não muito acentuadas;
- deve existir um bom enraizamento na margem para reduzir a infra-escavação do esporão e a possibilidade de o escoamento, em situações de maior caudal, contornar a estrutura, inibindo a sua função;
- os paramentos de montante e jusante devem ser protegidos com enrocamento natural, bem como na cabeça (LAGASSE ET AL. 2001).

Na Figura E.11 é visível o enraizamento do esporão na margem do rio para se obter uma maior capacidade resistente ao escoamento.



Figura E.11 – Enraizamento de esporão na margem do Rio Delta, Alasca, EUA (LAGASSE ET AL. 2001).

E.5. ESTACAS SACRIFICIAIS.

Descrição

As estacas sacrificiais são estacas colocadas a montante de um pilar de uma ponte com o objectivo de o proteger dos fenómenos de erosão local. As estacas provocam a deflexão do escoamento, permitindo a redução da sua intensidade na zona do pilar e criam uma zona de esteira a montante deste, promovendo a deposição de sedimentos em redor do pilar. Desta forma, as estacas vão estar sujeitas aos processos de erosão podendo ao fim de algum tempo perder a sua estabilidade (MELVILLE E COLEMAN 2000).

A eficiência desta solução depende do número de estacas colocadas, do facto de estarem total ou parcialmente submersas e da geometria das estacas em relação a elas e ao pilar a proteger. Após vários estudos realizados a forma recomendada é a triangular com o vértice dirigido para montante do escoamento. Na Figura E.12 é apresentada um esquema de implantação das estacas, tanto em planta como em perfil. As duas disposições foram aplicadas em testes experimentais durante o estudo das potencialidades desta técnica (MELVILLE E COLEMAN 2000).

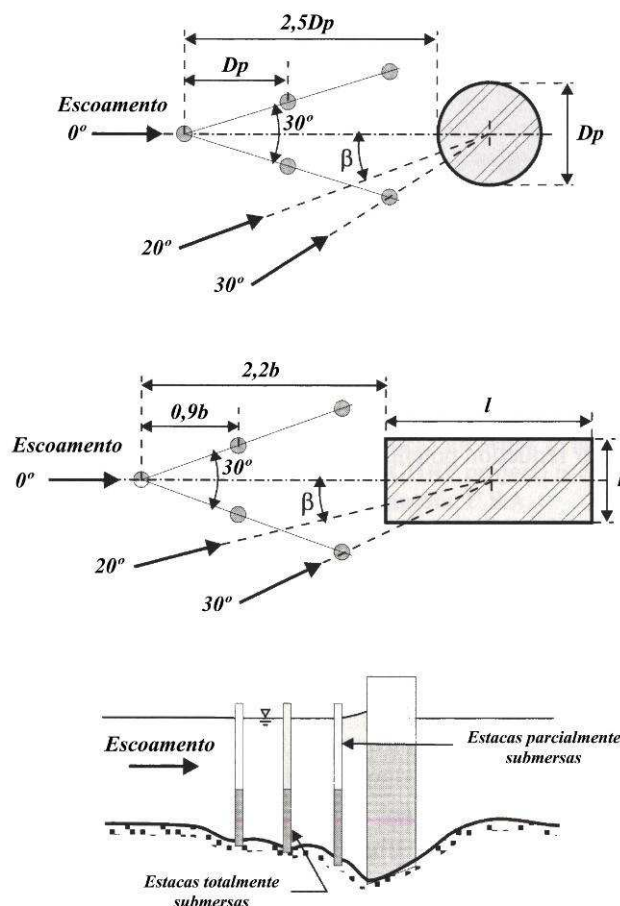


Figura E.12 – Disposição das estacas sacrificiais em experiências em modelo reduzido (adaptado de MELVILLE E COLEMAN 2000).

Campo de aplicação

A colocação de estacas sacrificiais pode ser aplicada na protecção de pilares contra os fenómenos de erosão local. Constitui uma alternativa em pontes com vãos de grande distância dado que a adopção de soluções que ocupem toda a largura do fundo do leito podem ser muito dispendiosas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Vantagens

Nas situações em que não ocorre transporte sólido generalizado, ou seja, em escoamentos com velocidades não muito elevadas, este tipo de medidas parece produzir resultados encorajadores na redução da profundidade de erosão. Também, apresenta bons resultados nos casos em que o escoamento está aproximadamente alinhado com o vértice do grupo de estacas e com o pilar. Contudo, esta técnica não foi muito implementada no terreno, pelo que as vantagens enunciadas resultam, quase exclusivamente, de trabalhos experimentais (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Desvantagens

Nas situações em que o escoamento esteja bastante desalinhado com o grupo de estacas e com o pilar protegido estes elementos não conseguem reduzir a profundidade de erosão, dado que o efeito de protecção sobre o pilar praticamente deixa de se verificar. Isto acontece para ângulos superiores a 20° (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Em condições com transporte sólido generalizado ocorre uma redução da capacidade de interferência na diminuição da profundidade da cavidade de erosão, devido à passagem das diversas configurações do fundo (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Referências e casos de aplicação

Num estudo realizado por Parker et al., em 1995, foram registados 22 casos em que este tipo de medidas de protecção foi utilizado em pontes nos EUA (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Estudos em laboratório realizados por vários investigadores entre 1956 e 1995 revelam uma redução na ordem dos 50% das profundidades das cavidades de erosão junto a pilares. Contudo, o tempo de execução dos ensaios foi curto e os resultados poderão não ser fiáveis para permitir retirar conclusões válidas (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Os investigadores Chang e Karim, em 1972, levaram a cabo estudos no Rio Big Sioux, no estado do Dakota do Sul, nos EUA. A ponte era constituída por três pares de pilares e os estudos incidiram sobre um desses pares. Foram colocadas três estacas a montante do pilar a proteger, numa disposição triangular com um espaçamento de cerca de três diâmetros. Foram atingidas reduções de 44% na profundidade de erosão junto ao pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

O estudo mais recente foi realizado por Hadfield, em 1997, obtendo bons resultados para escoamentos sem transporte sólido e alinhados com as estacas e com o pilar. Foi com base neste estudo que se apresentou as vantagens e desvantagens deste tipo de aplicações (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Disposições construtivas

Dado que ainda não existem grandes aplicações e estudos que permitam retirar conclusões válidas sobre este tipo de estruturas, não é possível apresentar recomendações de uma forma directa. As recomendações prendem-se com a colocação das estacas em forma triangular com um dos vértices dirigido para montante. A utilização de estacas com o topo a um nível inferior ao da superfície livre do escoamento é, também, sugerido por Hadfield (MELVILLE E COLEMAN 2000).

E.6. COLARES.

Descrição

Os colares são dispositivos horizontais ligados ao pilar que são colocados a uma determinada altura do fundo do rio, com o objectivo de reduzir a profundidade de erosão local no pilar. O princípio de base deste elemento consiste na protecção do leito da acção conjunta do escoamento descendente e do vórtice em ferradura, resultantes da interacção do escoamento com o pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000). Na Figura E.13 é visível um esquema de um pilar com um colar de protecção colocado acima do leito do rio.

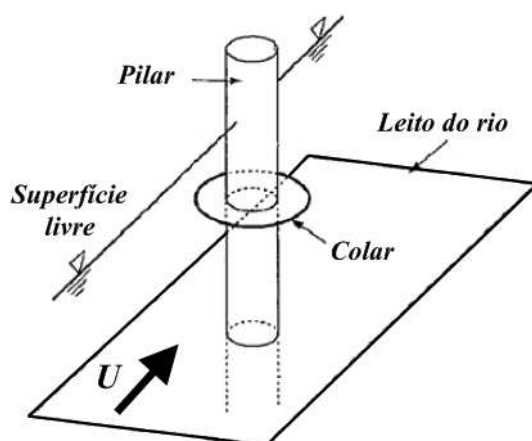


Figura E.13 – Esquema de um pilar com um colar colocado acima do leito do rio (adaptado de ALABI 2006).

Campo de aplicação

A colocação de colares pode ser aplicada na protecção de pilares contra os fenómenos de erosão local. Constitui uma alternativa em pontes com vãos de grande distância dado que a adopção de soluções que ocupem toda a largura do fundo do leito podem ser muito dispendiosas.

Vantagens

Estudos realizados ao longo do tempo em modelo físico permitiram concluir que a utilização dos colares em pilares produz resultados bastante interessantes na redução da profundidade de erosão. Apresenta custos de colocação e de manutenção inferiores a outras medidas de protecção existentes, tal como o enrocamento natural (ALABI 2006).

É um dispositivo com aplicação em pontes com vãos consideráveis dado que é implementada apenas no pilar e pode ser colocado, teoricamente, em rios com escoamentos com velocidades elevadas (AGRAWAL ET AL. 2007).

Desvantagens

As desvantagens da aplicação desta técnica de protecção prendem-se sobretudo com a falta de estudos sobre a colocação e o seu comportamento em casos reais (ALABI 2006).

Poderá haver uma certa propensão para a acumulação de detritos em pontes com vãos pequenos dado que o seu tamanho relativamente ao vão da ponte pode ser significativo. Em pontes já existentes a sua construção poderá apresentar alguma dificuldade, dado que terá de ser realizada a seco (AGRAWAL ET AL. 2007).

Devido à inexistência de estudos realizados em condições com transporte sólido generalizado o seu uso deve restringir-se a pilares implantados em secções com velocidades de escoamento baixas. Como exemplos referem-se os pilares situados no leito de cheia do rio e em leitos com bastante vegetação (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Referências e casos de aplicação

Este tipo de medidas nunca foi implementado no terreno pelo que o verdadeiro comportamento não pode ser avaliado (ALABI 2006).

A colocação do colar num pilar, sujeito a um escoamento sem transporte sólido generalizado, provoca um atraso considerável no desenvolvimento do processo de erosão. A utilização de colares com um diâmetro de duas vezes o diâmetro do pilar representa o caso mais frequente nos estudos realizados. Contudo, esta dimensão não produz efeitos na redução da profundidade de erosão máxima, que se verifica a longo prazo, tendo influência apenas a curto prazo. Para um colar com um diâmetro de três vezes o diâmetro do pilar já é possível verificar alguma influência a longo prazo. O autor apresenta como uma das conclusões do seu trabalho uma possível incapacidade destes elementos em reduzir a erosão máxima que se verifica a longo prazo. Contudo, pode ser eficiente na redução da profundidade de erosão em eventos de cheia que não sejam muito prolongados no tempo (ALABI 2006).

As Figuras E.14 e E.15 mostram as experiências realizadas para avaliar as potencialidades desta técnica de protecção em condições sem transporte sólido generalizado. A Figura E.14 ilustra o ensaio antes da colocação do colar sendo notório o desenvolvimento da cavidade de erosão em seu redor. Na Figura E.15 o pilar encontra-se protegido pelo colar colocado ao nível do leito do canal e, como se pode observar, a profundidade de erosão é menor. Contudo, para manter a condição sem transporte sólido generalizado foi aplicada uma menor intensidade do escoamento. As fotografias foram retiradas no final do ensaio (ALABI 2006).



Figura E.14 – Cavidade de erosão num pilar sem qualquer protecção fundado num leito móvel (ALABI 2006).



Figura E.15 – A primeira imagem mostra o perfil de erosão antes da retirada do colar e a segunda imagem é posterior à retirada do elemento de protecção (ALABI 2006).

Disposições construtivas

Devido ao estudo muito pouco avançado nesta matéria não é possível referir disposições construtivas que melhorem o comportamento da medida de protecção. Contudo, no trabalho realizado por Chiew, em 1992, é possível concluir que a colocação do colar abaixo do nível do leito do rio permite diminuir a profundidade de erosão junto ao pilar (MELVILLE E COLEMAN 2000).

Anexo F

Este anexo é um complemento ao estudo da proposta do modelo físico de fundos móveis para a Antiga Ponte Hintze Ribeiro, estudado ao longo do Capítulo 6. Aqui são apresentadas as secções transversais dos Rios Douro e Tâmega, levantadas para a quantificação do material necessário à execução do modelo, os coeficientes de rugosidade de Manning-Strickler e os custos discriminados associados à construção do modelo, em função da escala considerada.

F.1. LIMITES DOS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICO E BATIMÉTRICO.

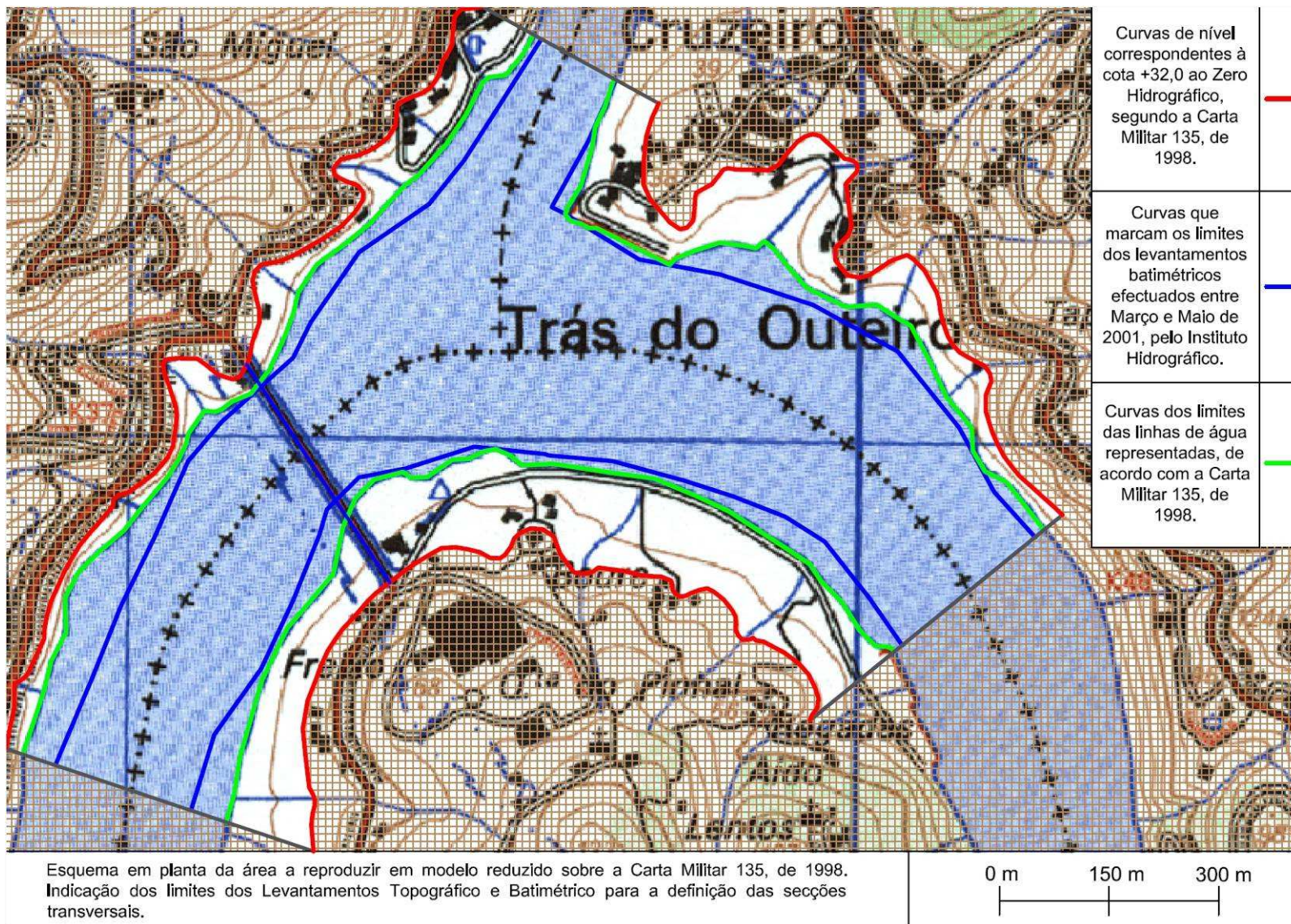


Figura F.1 – Limites dos levantamentos topográfico e batimétrico sobre a Carta Militar 135, de 1998, para construção das secções transversais do modelo.

F.2. LOCALIZAÇÃO E DENOMINAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS LEVANTADAS.

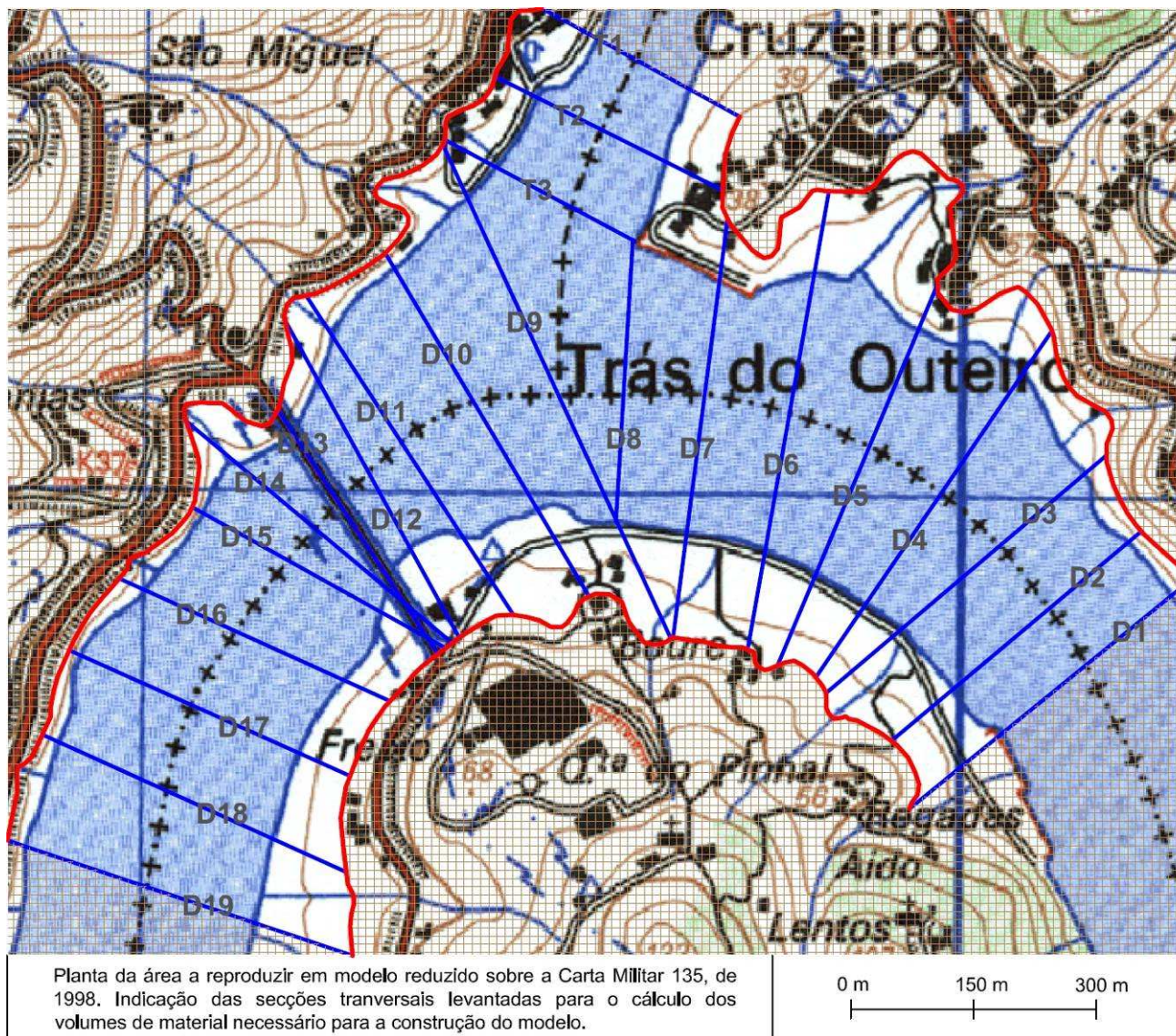


Figura F.2 – Indicação da localização e denominação das várias secções transversais definidas no estudo do modelo. O esquema está representado sobre a Carta Militar 135, de 1998.

F.3. PERFIS TRANSVERSAIS DAS SECÇÕES DOS RIOS DOURO E TÂMEGA.

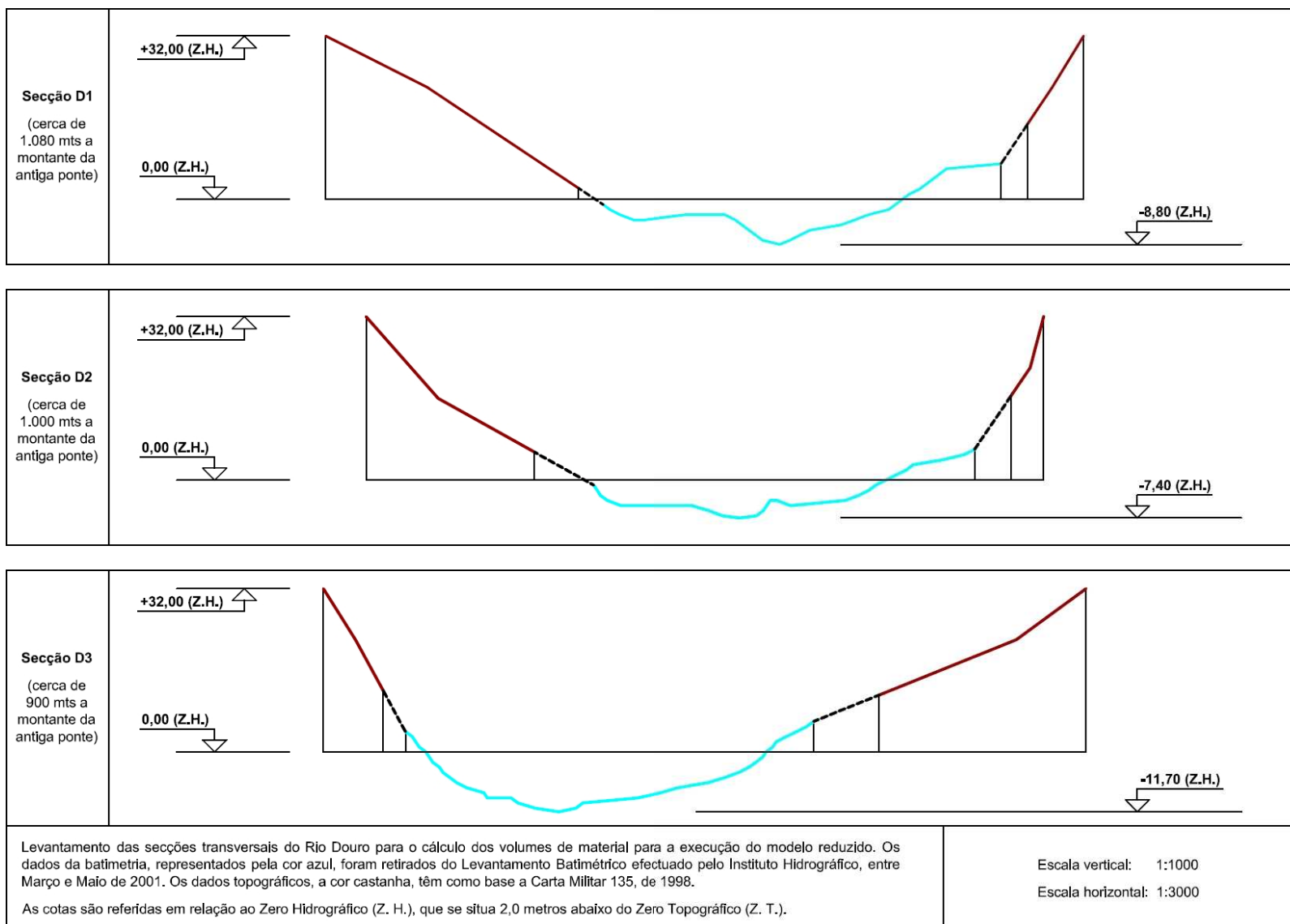


Figura F.3 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

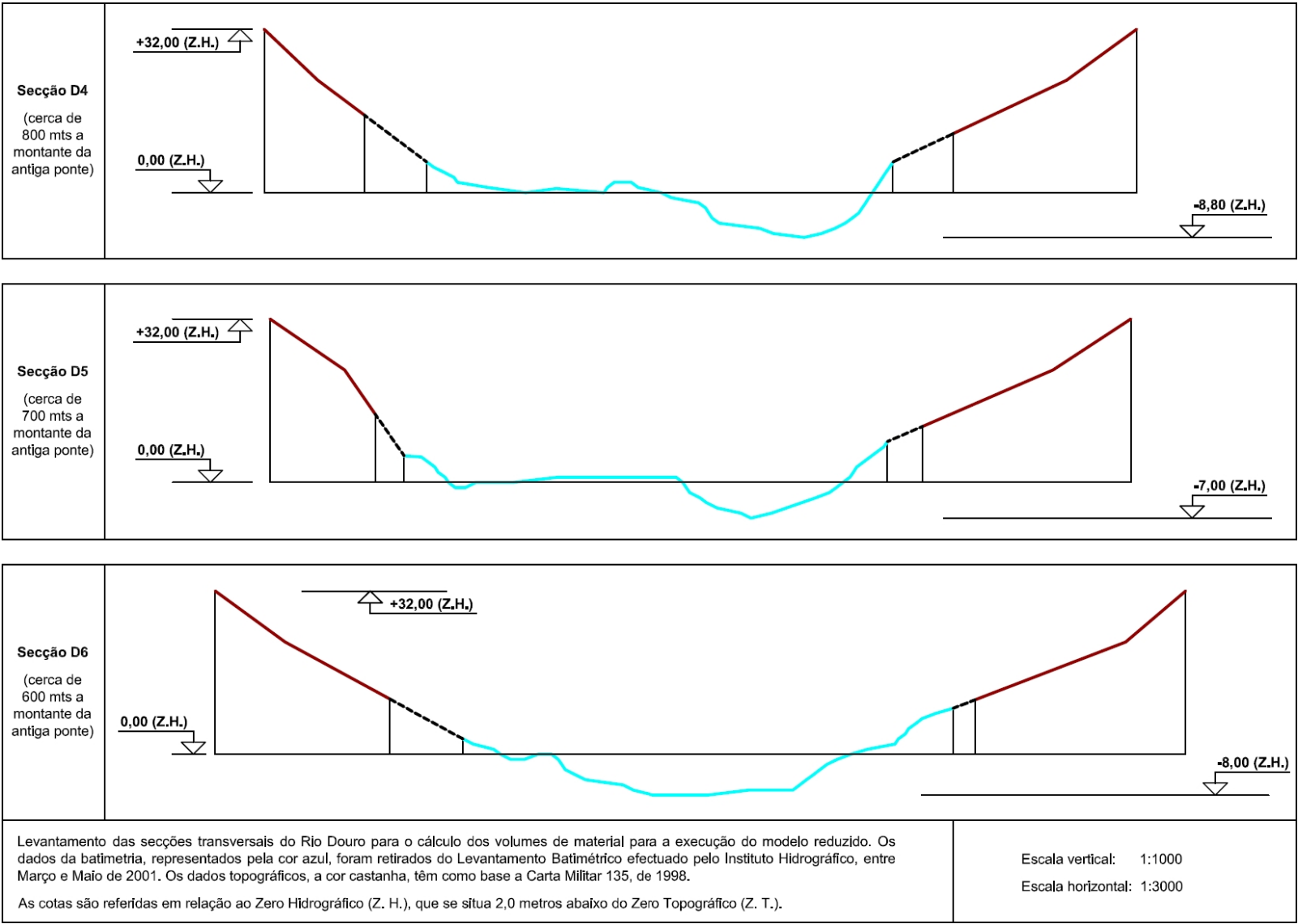


Figura F.4 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

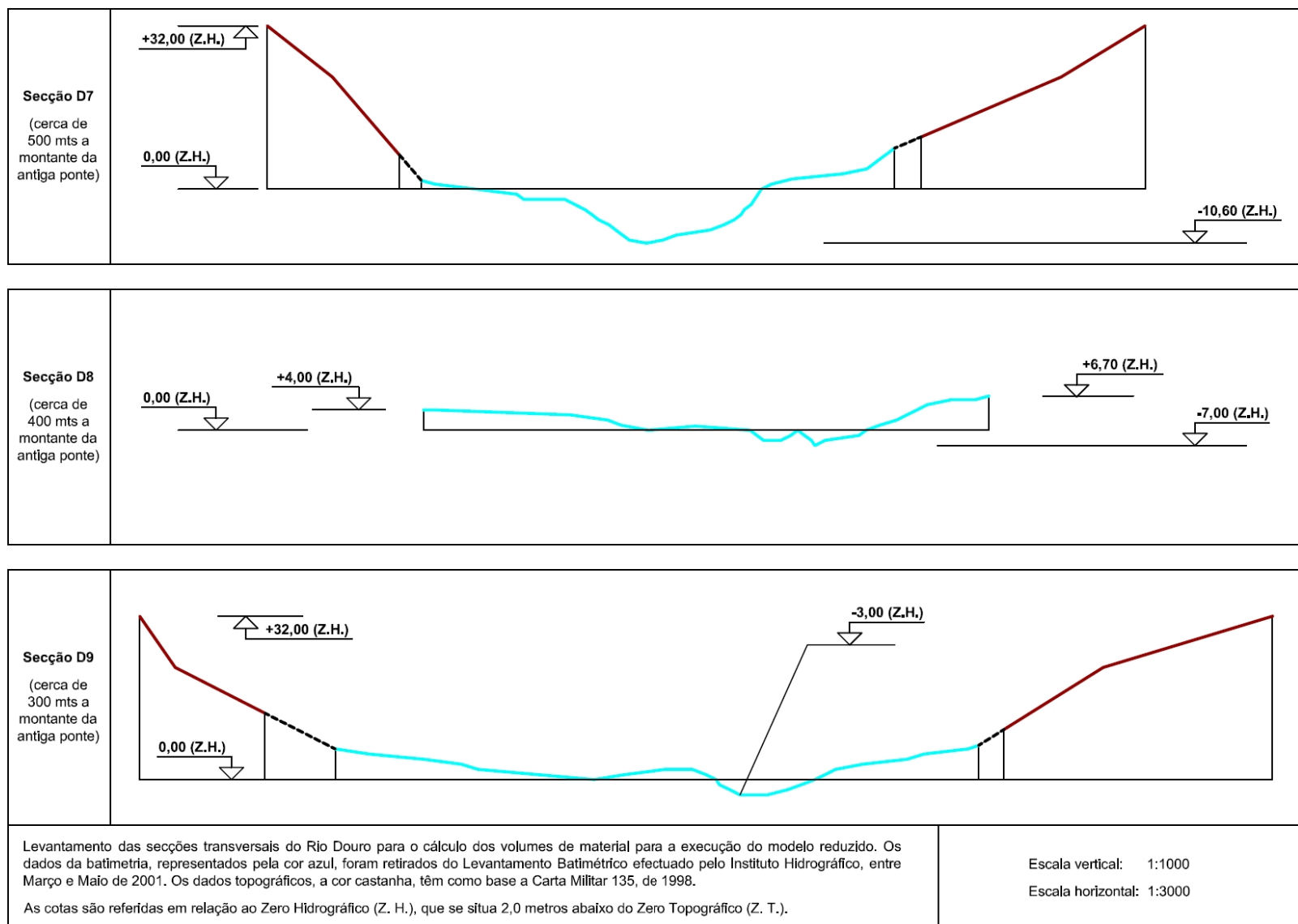


Figura F.5 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

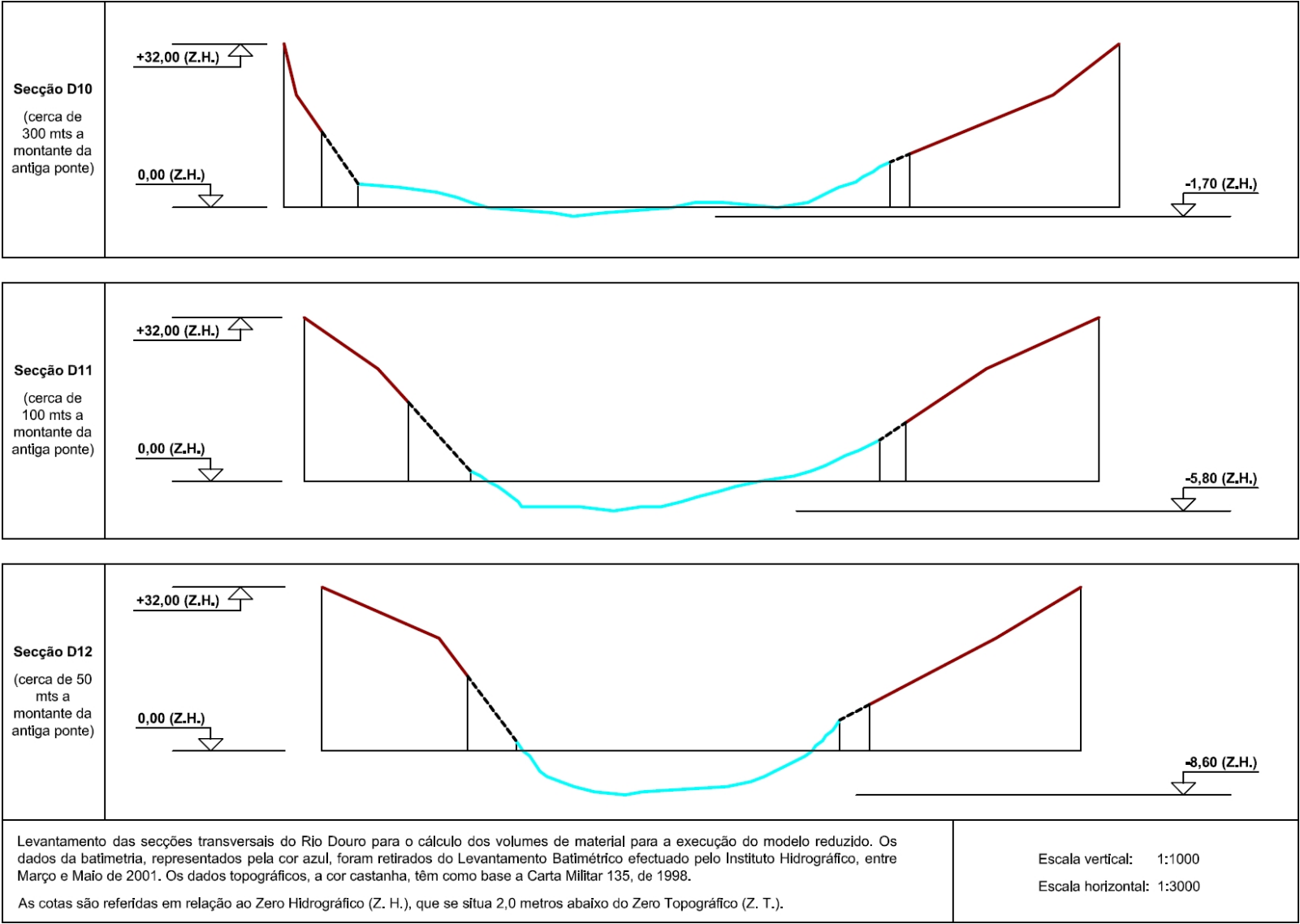


Figura F.6 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

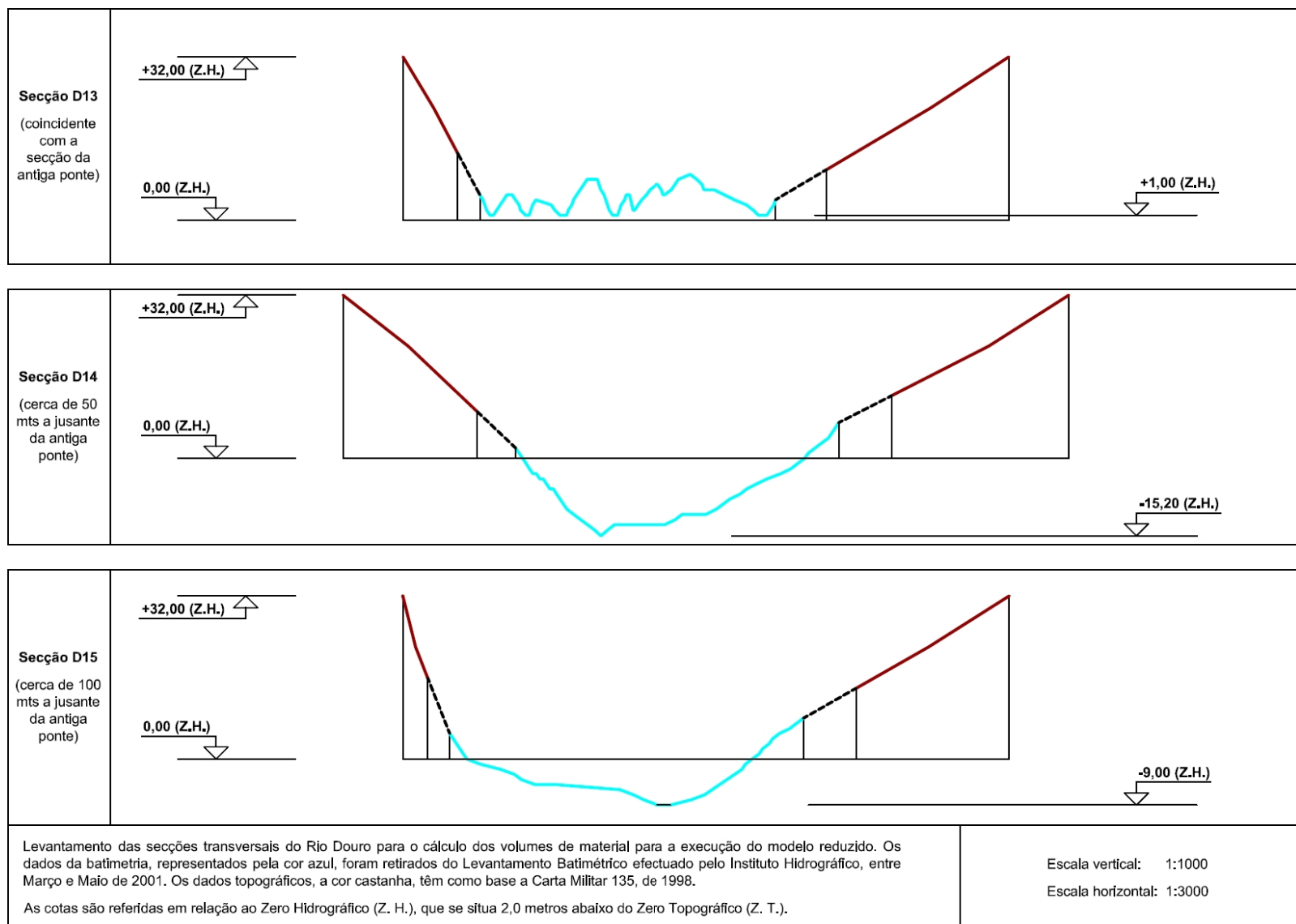


Figura F.7 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

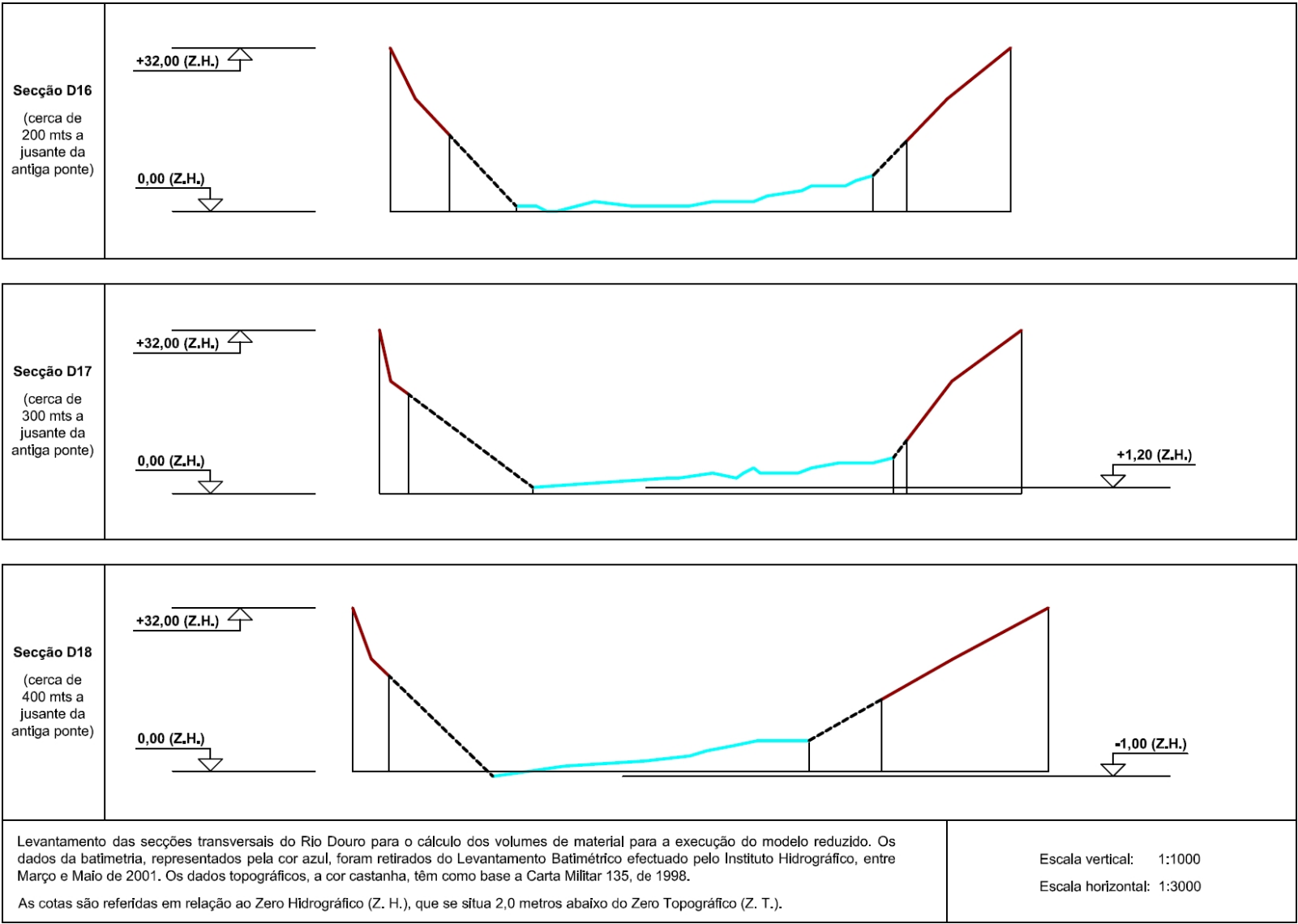


Figura F.8 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

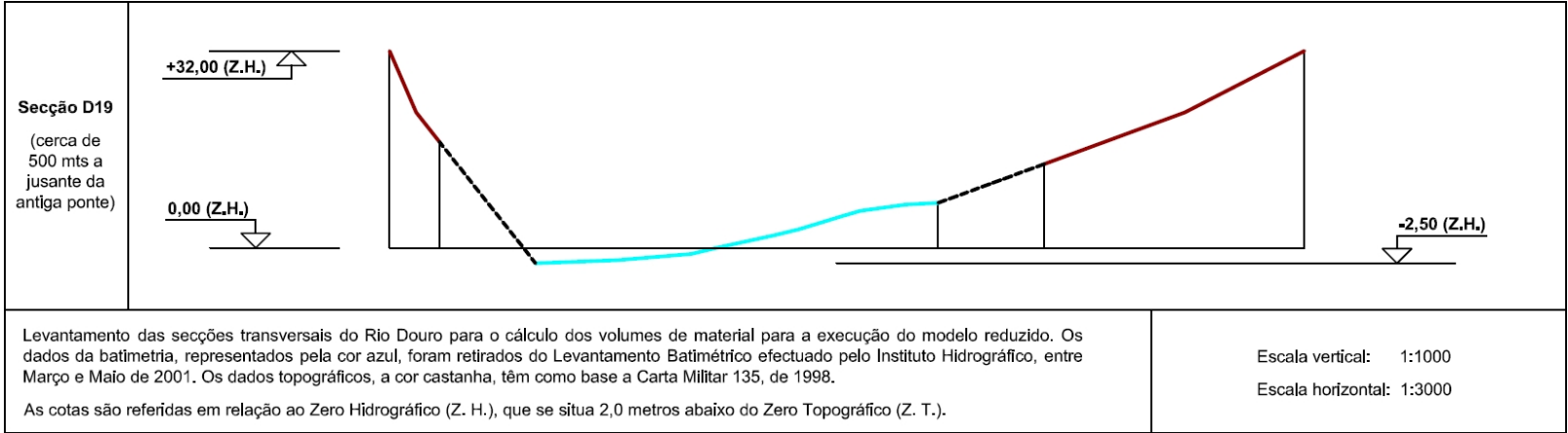


Figura F.9 – Secções transversais do Rio Douro definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

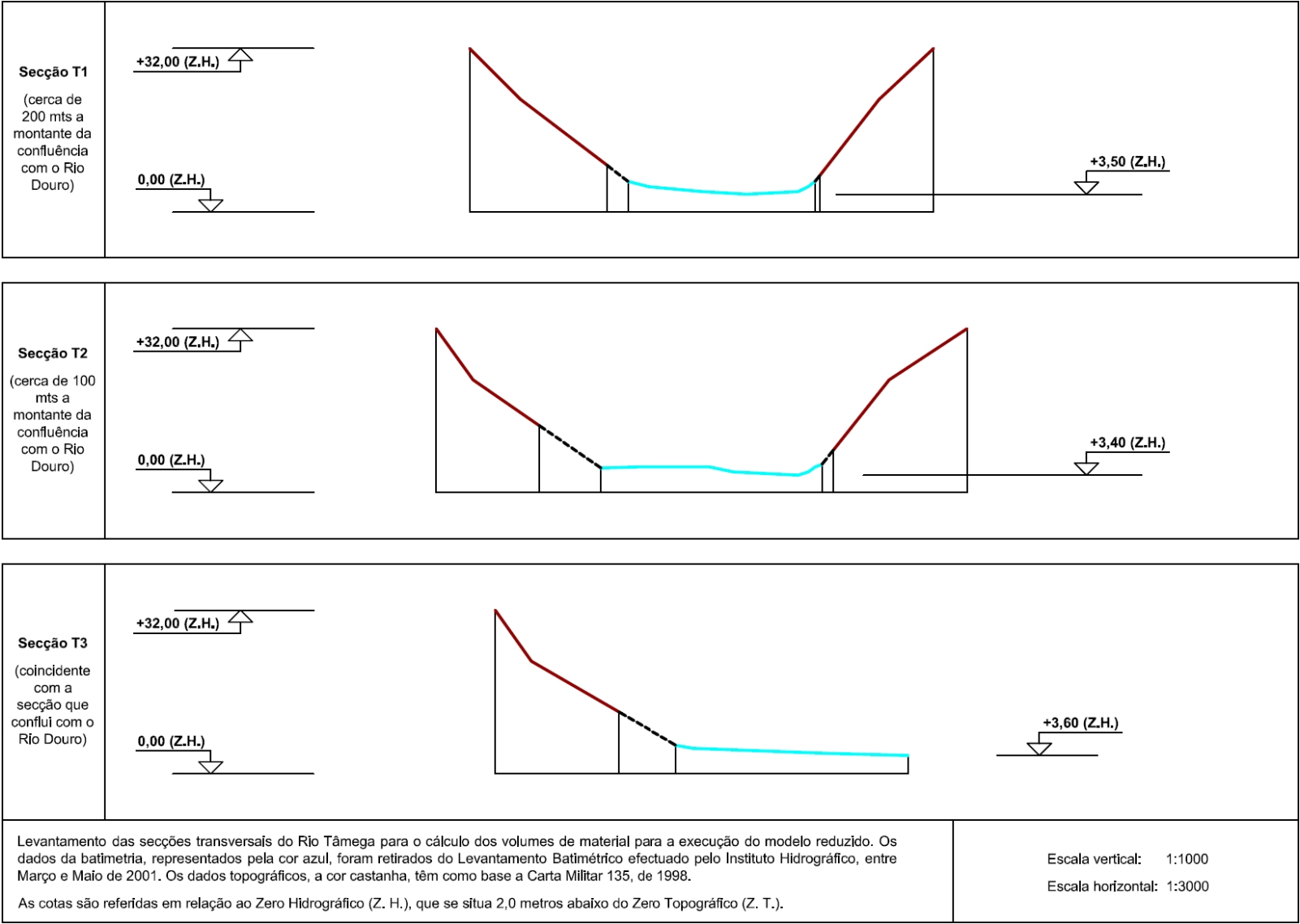


Figura F.10 – Secções transversais do Rio Tâmega definidas de acordo com os levantamentos topográfico e batimétrico.

F.4. COEFICIENTES DE MANNING-STRICKLER APRESENTADOS EM LENCASTRE 1992.

Quadro F.1 – Coeficientes de Manning-Strickler, K_s , em cursos de água naturais (LENCastre 1992).

Tipo de canal e descrição	Máximo	Normal	Mínimo
B.1. Leitos menores (largura máxima em cheia < 30 m)			
a. cursos de água em planície			
1. limpo, em linha recta, ao nível máximo, sem quedas ou zonas profundas	40	33	30
2. o mesmo que no ponto 1, com mais pedras e vegetação	33	29	25
3. limpo, sinuoso, algumas zonas profundas e baixios	30	25	22
4. o mesmo que o ponto 3, mas com algumas vegetação e pedras	29	22	20
5. o mesmo que o ponto 4, níveis mais baixos, declives e secção menos efectivos	25	21	18
6. o mesmo que o ponto 4, mas com mais pedras	22	20	17
7. com troços menos inclinados, com vegetação e zonas profundas	20	14	13
8. troços com muita vegetação, zonas profundas, ou secções com troncos e com vegetação arbustiva	13	10	7
b. cursos de água de montanha sem vegetação no canal, margens declivosas e vegetação ao longo das margens inundadas, ao nível máximo			
1. fundo: cascalho, seixo rolado e pouco saibro	33	25	20
2. fundo: seixos rolados e saibro	25	20	14
B.2. Leitos maiores (planícies inundáveis)			
a. com pastagens e sem arbustos			
1. vegetação herbácea baixa	40	33	29
2. vegetação herbácea alta	33	29	20
b. áreas cultivadas			
1. sem cultura	50	33	25
2. cultura em linha	40	29	22
3. cultura dispersa	33	25	20
c. mato			
1. mato disperso, vegetação cerrada	29	20	14
2. mato pouco denso e árvores, no Inverno	29	20	17
3. mato pouco denso e árvores, no Verão	25	17	13
4. mato médio a denso, no Inverno	22	14	9
5. mato médio a denso, no Verão	14	10	6
d. árvores			
1. salgueiros densos, alinhados, no Verão	9	7	5
2. terra limpa, com troncos de árvores sem rebentos	33	25	20
3. o mesmo que o número anterior mas com um crescimento intenso de rebentos	20	17	13
4. com maior densidade, poucas árvores caídas, pouco crescimento sob coberto, com o nível máximo abaixo dos ramos	13	10	8
5. o mesmo que o anterior, mas com o nível máximo alcançando os ramos	10	8	6
B.3. Cursos de água maiores (largura superficial em cheia > 30 m). O valor de K_s é maior do que aquele para cursos menores com uma descrição similar, pois as margens oferecem uma resistência menos efectiva			
a. secção regular sem seixos rolados nem vegetação	40	-	17
b. secção irregular e rugosa	29	-	10

F.5. MAPA DE QUANTIDADES PARA A CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO.

Quadro F.2 – Mapa de quantidades de material para a construção do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em função da escala considerada.

Material	Unidades	Escala 1:75	Escala 1:100	Escala 1:125	Observações
betão armado	m ³	3,5	3,0	2,5	considerando uma espessura de 20 cm e reservatórios
argamassa para a realização dos fundos e margens	m ³	7,0	5,5	4,5	considerando espessura de 5 cm
volumes de terra de escavação	m ³	8,5	6,5	5,5	
volumes de terra de aterro	m ³	8,5	4,0	2,0	
volume de terra para vazadouro	m ³	0,0	2,5	3,5	
volume de areia para aterro	m ³	1,0	0,0	0,0	
volume de enchimento de brita	m ³	7,0	5,5	4,5	considerando espessura de 5 cm
parede de blocos rebocados e pintados interior e exteriormente em todo o perímetro	m ²	35	20	15	considerando uma altura de 3 tijolos para a escala 1:75 e 2 tijolos para as restantes escalas
rede de protecção com porta	m ²	46	46	46	considerando 23 m de comprimento e 2 m de altura
capacidade dos reservatórios de betão armado	m ³	2,0	2,0	1,0	
		1,0	1,0	1,0	
		1,0	1,0	1,0	
material móvel para os fundos	m ³				
modelos simples de pilares e tabuleiro	-				
vergas para materializar as curvas de nível (Φ6)	ml	300	200	150	
acessórios para a vegetação, construção, etc.	-				
bombas para caudais líquido (valores de caudal considerados)	-	1 (62 l/s)	1 (30 l/s)	1 (17 l/s)	os dois valores de caudal são referentes aos circuitos hidráulicos do Rio Tâmega e do Rio Douro, respectivamente
		5 (308 l/s)	5 (150 l/s)	5 (86 l/s)	
bombas para caudais sólido	-				
dispositivos de lançamento do material sedimentar	-	1	1	1	

Quadro F.2 – Mapa de quantidades de material para a construção do modelo físico da Antiga Ponte Hintze Ribeiro, em função da escala considerada (continuação).

Material	Unidades	Escala 1:75	Escala 1:100	Escala 1:125	Observações
silo para armazenamento da areia	-	1	1	1	considerando um silo com 2,0 metros cúbicos de capacidade
tubagens internas para elevação da água em ferro fundido dúctil (diâmetro nominal em milímetros)	ml	23,0 (250)	17,0 (150)	14,0 (125)	os dois valores são referentes ao circuito elevatório do Rio Tâmega e do Rio Douro, respectivamente
	ml	22,0 (500)	16,0 (350)	13,0 (250)	
tubagens internas gravíticas em PVC (diâmetro em milímetros)	ml	7,0 (110)	6,0 (110)	5,0 (110)	
	ml	10,0 (110)	10,0 (110)	10,0 (110)	
	ml	3,0 (110)	3,0 (110)	3,0 (110)	
placas perfuradas	-	2	2	2	placas de acrílico com 0,5 cm de espessura
comportas / descarregador	-	3	3	3	em acrílico com 1 cm de espessura
ligação à Rede Pública de abastecimento de águas	-	1	1	1	
ligação de Águas Pluviais	-	1	1	1	
câmara de vigilância	-	1	1	1	
réguas verticais	-	6	6	6	
micro-molinetes	-	3	3	3	
sondas de nível	-	3	3	3	
sistema de aquisição de dados	-	1	1	1	

F.6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DISCRIMINADA ASSOCIADA À CONSTRUÇÃO DO MODELO.

Quadro F.3 – Estimativa discriminada dos custos de construção do modelo à escala 1:75.

Material necessário para a execução do modelo	Unidade	Quantidades	Preço unitário	Unidade associada ao preço unitário	Custo previsto	Grau de incerteza
rede de protecção com porta	m ²	46	30	€/m ²	1 380	baixo
parede de blocos rebocados e pintados interior e exteriormente em todo o perímetro	m ²	35	60	€/m ²	2 100	baixo
volumes de betão armado	m ³	3,5	750	€/m ³	2 625	médio
volumes de terra de escavação	m ³	8,5	15	€/m ³	128	baixo
volumes de terra de aterro	m ³	8,5	7,5	€/m ³	64	baixo
volume de terra para vazadouro	m ³	0,0	7,5	€/m ³	0	baixo
volume de areia para aterro	m ³	1,0	37,5	€/m ³	38	baixo
volume de enchimento de brita	m ³	7,0	37,5	€/m ³	263	baixo
camada de argamassa	m ³	7,0	115	€/m ³	805	baixo
material móvel para os fundos	m ³			€/m ³		
modelos simples de pilares e tabuleiro	-					
vergas para materializar as curvas de nível (Φ6)	ml	300	10	€/ml	3 000	alto
acessórios para a vegetação, construção, etc.	-					
bombas para caudais líquido	-	1/5	6 500	€	39 000	médio
bombas para caudais sólido	-			€		
dispositivos de lançamento do material sedimentar	-			€		
silo para armazenamento da areia	-	1	1 500	€	1 500	médio
tubagens em ferro fundido dúctil e acessórios	ml	5/5	750/2500	€	16 250	baixo
tubagens em PVC	ml	20,0	10	€/ml	200	baixo
placas perfuradas						
comportas / descarregador						
ligação à Rede Pública de abastecimento de águas	-	1	750	€	750	baixo
ligação de Águas Pluviais	-	1	750	€	750	baixo
câmara de vigilância	-	1	600	€	600	baixo
Custo total				€	69 453	médio

Quadro F.4 – Estimativa discriminada dos custos de construção do modelo da à escala 1:100.

Material necessário para a execução do modelo	Unidade	Quantidades	Preço unitário	Unidade associada ao preço unitário	Custo previsto	Grau de incerteza
rede de protecção com porta	m ²	46	30	€/m ²	1 380	baixo
parede de blocos rebocados e pintados interior e exteriormente em todo o perímetro	m ²	20	60	€/m ²	1 200	baixo
volumes de betão armado	m ³	3,0	750	€/m ³	2 250	médio
volumes de terra de escavação	m ³	6,5	15	€/m ³	98	baixo
volumes de terra de aterro	m ³	4,0	7,5	€/m ³	30	baixo
volume de terra para vazadouro	m ³	2,5	7,5	€/m ³	19	baixo
volume de areia para aterro	m ³	0,0	37,5	€/m ³	0	baixo
volume de enchimento de brita	m ³	5,5	37,5	€/m ³	207	baixo
camada de argamassa	m ³	5,5	115	€/m ³	633	baixo
material móvel para os fundos	m ³			€/m ³		
modelos simples de pilares e tabuleiro	-					
vergas para materializar as curvas de nível (Φ6)	ml	200	10	€/ml	2 000	alto
acessórios para a vegetação, construção, etc.	-					
bombas para caudais líquido	-	1/5	4 800	€	28 800	médio
bombas para caudais sólido	-			€		
dispositivos de lançamento do material sedimentar	-			€		
silo para armazenamento da areia	-	1	1 500	€	1 500	médio
tubagens em ferro fundido dúctil e acessórios	ml	4/4	550/1500	€	8 200	baixo
tubagens em PVC	ml	19,0	10	€/ml	190	baixo
placas perfuradas						
comportas / descarregador						
ligação à Rede Pública de abastecimento de águas	-	1	750	€	750	baixo
ligação de Águas Pluviais	-	1	750	€	750	baixo
câmara de vigilância	-	1	600	€	600	baixo
Custo total				€	48 607	médio

Quadro F.5 – Estimativa discriminada dos custos de construção do modelo da à escala 1:125.

Material necessário para a execução do modelo	Unidade	Quantidades	Preço unitário	Unidade associada ao preço unitário	Custo previsto	Grau de incerteza
rede de protecção com porta	m ²	46	30	€/m ²	1 380	baixo
parede de blocos rebocados e pintados interior e exteriormente em todo o perímetro	m ²	15	60	€/m ²	900	baixo
volumes de betão armado	m ³	2,5	750	€/m ³	1 875	médio
volumes de terra de escavação	m ³	5,5	15	€/m ³	83	baixo
volumes de terra de aterro	m ³	2,0	7,5	€/m ³	15	baixo
volume de terra para vazadouro	m ³	3,5	7,5	€/m ³	27	baixo
volume de areia para aterro	m ³	0,0	37,5	€/m ³	0	baixo
volume de enchimento de brita	m ³	4,5	37,5	€/m ³	169	baixo
camada de argamassa	m ³	4,5	115	€/m ³	518	baixo
material móvel para os fundos	m ³			€/m ³		
modelos simples de pilares e tabuleiro	-					
vergas para materializar as curvas de nível (Φ6)	ml	150	10	€/ml	1 500	alto
acessórios para a vegetação, construção, etc.	-					
bombas para caudais líquido	-			€		
bombas para caudais sólido	-	1/5	2 300	€	13 800	médio
dispositivos de lançamento do material sedimentar	-			€		
silo para armazenamento da areia	-	1	1 500	€	1 500	médio
tubagens em ferro fundido dúctil e acessórios	ml	3/3	500/750	€	3 750	baixo
tubagens em PVC	ml	18,0	10	€/ml	180	baixo
placas perfuradas						
comportas / descarregador						
ligação à Rede Pública de abastecimento de águas	-	1	750	€	750	baixo
ligação de Águas Pluviais	-	1	750	€	750	baixo
câmara de vigilância	-	1	600	€	600	baixo
Custo total				€	27 797	médio